

REGIONE LOMBARDIA

COMUNE DI LISCATATE

**REALIZZAZIONE DI UN NUOVO INSEDIAMENTO
COMMERCIALE IN VIA MARTIRI DELLA LIBERTÀ IN
FREGIO ALLA STRADA PROVINCIALE 14 RIVOLTANA**

PROGETTO

STUDIO TECNICO ASSOCIATO DI ARCHITETTURA
di Valerio Dorati e Valentina Bianchi
Via Sant'Alessandro n°30-20066 Melzo (MI)

PROPRIETÀ

B.P.Z. S.r.l. Immobiliare
Via Mazzini n° 46-20056
Trezzo sull'Adda

**RELAZIONE SULLE INDAGINI
GEOLOGICHE GEOTECNICHE SISMICHE**



ORDINE NAZ. GEOLOGI
FREDDO dr. geol. ALBERTO
data iscr. 13.12.1983 n. rif. 5236



Geologo Alberto Freddo geologo.freddo@gmail.com
Via Monticelli, 7-37010 Pastrengo (VR) - tel 348 280 8056

Giugno 2018

INDICE

I – relazione

1. PREMESSE – DESCRIZIONE DEL PROGETTO E DEL SITO DI INTERVENTO _____ pag. 3
2. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO _____ pag. 4
3. CARATTERIZZAZIONE DEI LITOTIPI E DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO __ pag. 5
4. INTENSITÀ SISMICA E FATTORI LOCALI DI AMPLIFICAZIONE _____ pag. 7
5. SISMICITÀ MASSIMA ATTESA NELL'AREA _____ pag. 9
6. EFFETTI DEL SISMA SUL TERRENO DI FONDAZIONE _____ pag. 10
7. COMPATIBILITÀ GEOLOGICA E GEOTECNICA DELL'INTERVENTO _____ pag. 10
8. COMPATIBILITÀ GEOMORFOLOGICA DELL'INTERVENTO _____ pag. 11

ALLEGATI IN FONDO AL TESTO

II – elaborati grafici illustrativi in formato A3

TAVOLA 01-G: UBICAZIONE DEL SITO IN PROGETTO
su cartografia C.T.R. alla scala 1:2.000

TAVOLA 02-G: INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO
su cartografia C.T.R. alla scala 1:10.000

TAVOLA 03-G: PIANO DELLE INDAGINI GEOLOGICHE
planimetria scala 1:1.000

TAVOLA 04-G: PROFILO STRATIGRAFICO SCHEMATICO
scala altezze 1:40

TAVOLA 05-G: RISULTATI RIASSUNTIVI DELL'INDAGINE
GEOFISICA CON PROSPEZIONE SISMICA

TAVOLA 06-G: PARAMETRI SISMICI E SPETTRI DI RISPOSTA PER GLI STATI LIMITE
DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DEL DANNO (SLD)

FASCICOLI ALLEGATI ALLA RELAZIONE

III – RISULTATI DELLE INDAGINI STRUMENTALI IN SITO

- INDAGINE GEOFISICA CON METODI RE.MI. e H.V.S.R.
- SONDAGGI PENETROMETRICI CON PENETROMETRO DINAMICO PESANTE

1. PREMESSE–DESCRIZIONE DEL PROGETTO E DEL SITO DI INTERVENTO

La presente indagine esamina gli aspetti geologici, sismici e geotecnici, inerenti al progetto per la realizzazione di un plesso commerciale a sud dell'area industriale tra via Martiri della Libertà e la strada provinciale Rivoltana. L'area interessata dall'intervento urbanistico ha una superficie complessiva di circa 19.200 m², dove il progetto prevede la realizzazione di un capannone costituito da una struttura prefabbricata in C.A. con dimensioni in pianta di circa 61 per 87 metri, altezza fuori terra di circa 8 metri avente superficie di circa 5.500 m², mentre le superfici scoperte saranno sistemate con strade di accesso, piazzali e parcheggi, con aree verdi e piste ciclabili.

L'area di impianto del fabbricato in progetto è ubicata nella bassa pianura nell'ambito del "Livello fondamentale della Pianura", dove la geologia è costituita da depositi alluvionali fluvioglaciali a composizione ghiaioso ciottolosa in abbondante matrice sabbiosa e limosa, con una coltre di alterazione superficiale prevalentemente limoso argillosa potente circa due metri.

Nel sottosuolo è presente una falda freatica alla profondità di circa 2 metri dal piano campagna per cui è prevedibile una possibile interferenza con gli scavi per il fabbricato in progetto. Il progetto prevede limitati movimenti terra per lo scavo delle fondazioni, ma senza produzione in esubero di terra sciolta perché tutto il materiale proveniente dagli scavi sarà riutilizzato in cantiere per il rinterro delle fondazioni e per la sistemazione dell'area verde al contorno del nuovo fabbricato.

Durante i sopralluoghi per i rilievi in sito è stato eseguito l'esame diretto del terreno superficiale e del sottosuolo entro sondaggi geognostici mediante escavatore meccanico fino alla profondità di 4,5 metri, inoltre sono stati eseguiti due sondaggi penetrometrici con penetrometro dinamico pesante fino alla profondità di circa 6 metri, e un'indagine geofisica con stendimento sismico.

Infine è stata eseguita un'indagine geofisica per lo studio della risposta sismica locale tramite modellazione numerica avanzata in modalità dinamica di terzo livello, mediante una prospezione sismica con tecnica passiva Re.Mi. (Refraction Microtremor) e la registrazione del rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio).

Le indagini esperite hanno fornito un quadro conoscitivo sufficiente per consentire di procedere con la caratterizzazione fisico-meccanica del terreno che sarà interessato dal progetto al fine della valutazione della stabilità geologica e geomorfologia del sito in occasione del terremoto massimo di progetto.

2. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

L'area in esame, posta alla quota di 112 mslm è ubicata all'interno della conoide alluvionale del Fiume Adda, sulla piana di divagazione in sponda destra, in corrispondenza della fascia delle risorgive.

L'ambiente geomorfologico è caratterizzato da una superficie deposizionale pressoché pianeggiante, posta su un piano generale lievemente inclinato verso sud, con piccoli terrazzamenti artificiali tra le aree urbanizzate o le infrastrutture viarie, e l'area agricola circostante.

Al contorno del sito in esame il deposito alluvionale è rappresentato dalle alluvioni fluvio-glaciali e fluviali ghiaioso sabbiose di età recente, costituite da prevalente ghiaia e sabbia grossolana con ciottoli, con modesta frazione fine limoso argillosa.

Le caratteristiche tessiturali e strutturali del sottosuolo sono date da ciottoli allungati e arrotondati con diametro 3-5 cm; ghiaia arrotondata e subsferica; sabbia spigolosa; limo e argilla.

Dalle sezioni idrogeologiche del PGT si evidenzia che la successione dei terreni in profondità è caratterizzata dalla presenza del materasso di ghiaia e sabbia con ciottoli fino alla quota di circa 90 mslm, corrispondente alla profondità di circa 22 metri dal piano campagna di progetto, con una sottostante lente argillosa potente circa 5 metri e quindi ancora con ghiaia e sabbia con ciottoli fino alla profondità di oltre 40 metri.

Le alluvioni ghiaiose sono alterate in superficie per uno spessore di circa 2-3 metri, dove formano un terreno vegetale limoso argilloso di colore ocraceo con locali livelletti o passaggi sabbiosi.

Dall'esame dei sondaggi penetrometrici e sismici si rileva un andamento stratigrafico delineato da una coltre superficiale limoso argillosa con sabbia di colore ocraceo che ricopre tutta l'area in progetto con spessori compresi tra circa 2 e 3 metri.

La parte inferiore del terreno di alterazione superficiale è costituita da uno strato argilloso limoso di colore ocraceo molle e poco consistente con frequenti ciottoli a contatto.

Al letto dello strato limoso argilloso con ciottoli, alla profondità compresa tra circa 2 e 3 metri, si ha il sottosuolo profondo costituito da un deposito ghiaioso sabbioso mediamente addensato con poco fino (5-10%), sabbia spigolosa (30-35%), ghiaia tonda (30-35%) e ciottoli subsferici (25-30%) con qualche locale passaggio decimetrico limoso; il deposito ghiaioso sabbioso è stato indagato direttamente fino alla profondità di 6 metri, dove si ha il rifiuto all'avanzamento del penetrometro.

L'interpretazione dell'indagine geofisica con stendimento sismico di tipo Re.Mi. e H.V.S.R. è ben correlabile con l'interpretazione dei sondaggi penetrometrici, dato che la Vs registrata è di 180 m/s fino a 3,2 metri e 250 m/s da 3,2 a circa 12 metri; a maggiore profondità l'interpretazione è solo indicativa, tuttavia l'aumento delle caratteristiche di resistenza al taglio e alla compressione dei terreni costituenti il sottosuolo profondo è ben rappresentato dall'aumento delle velocità sismiche registrate.

Fino alla profondità di circa 112 metri si registra una velocità di 380 m/s, corrispondente ad una ghiaia ben addensata; oltre la profondità di 112 metri dal piano campagna si registra una velocità di 800 m/s, corrispondente al substrato roccioso caratterizzato da un medio grado di fratturazione.

I depositi alluvionali e fluvioglaciali del conoide dell'Adda sono sede di falda freatica e costituiscono un acquifero poroso indifferenziato. La direzione di deflusso dell'acquifero è verso sud, con gradiente intorno al 2,7%.

Al contorno dell'area indagata il livello piezometrico giace attualmente alla quota di circa 109-110 mslm, corrispondente alla profondità minima di circa 2,0-2,5 metri dal piano campagna di progetto in fase di piena.

Il drenaggio locale è costituito dalla Roggia Masnadora, immediatamente a valle della fascia dei fontanili, che scorre lungo il confine ovest e sud dell'area in progetto. La Roggia è profonda circa 2-3 metri ed è incisa nel terreno di alterazione limoso argilloso con il fondo del letto sulla ghiaia sabbiosa per cui è direttamente comunicante con la falda freatica; il regime idrico è direttamente collegato con l'andamento della falda, con un'escursione di circa un metro tra la secca invernale e la piena estiva.

3. CARATTERIZZAZIONE DEI LITOTIPI E DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO

I diversi litotipi sono stati individuati attraverso la misura della resistenza all'avanzamento della punta nelle prove penetrometriche, confrontando i valori rilevati con gli stendimenti sismici dell'indagine geofisica e l'osservazione diretta nei sondaggi con escavatore.

Lo strato di alterazione superficiale limoso argilloso è dotato di spessori compresi tra 2 e 3 metri e, con una media di 3,7 colpi di maglio per l'avanzamento di 20 centimetri, è caratterizzato da una bassa consistenza con un valore medio di NSPT=3,7.

Il sottosuolo ghiaioso sabbioso, indagato per uno spessore di 3-4 metri, prosegue fino alla profondità di circa 12 metri con le stesse caratteristiche rilevate con le prove penetrometriche e, con circa 10-20 colpi di maglio è caratterizzato da una resistenza al taglio data da un angolo di attrito interno compreso tra 30° e 35°.

Nel sito di progetto sono state eseguite due prove penetrometriche, una presso l'angolo sud-ovest del fabbricato e una nella zona centrale; un terzo tentativo è fallito perché non si è potuto oltrepassare la vecchia pavimentazione alla profondità di circa un metro dal piano campagna attuale.

Le due prove penetrometriche forniscono delle informazioni sui parametri di resistenza al taglio dei terreni tali da delineare due profili geotecnici sensibilmente differenti, anche se in un contesto stratigrafico del sottosuolo profondo discretamente omogeneo, per cui il calcolo della capacità portante del terreno potrà essere effettuato per entrambe le serie di dati, adottando cautelativamente il valore più basso.

In particolare, dai sondaggi penetrometrici si ricavano le seguenti possibili stratigrafie geotecniche:

STRATIGRAFIA "A" CON RIFERIMENTO AL SONDAGGIO 1 (lato sud)		profondità letto dello strato P (m)	spessore dello strato S (m)	NSPT n°	modulo di taglio dinamico G (MPa)	peso di volume naturale Y (kPa/m ³)	angolo attrito interno (Ø°)	coesione non drenata CU (kPa)	modulo di def. Drenato E' (MPa)	permeabilità nel saturo k (m/s)	Velocità onde di taglio Vs [m/s]
1	strato limoso argilloso con sabbia e ciottoli	3,00	0,80	6	4,9	18,1	28	37,3	-	2E-05	180
2	strato ghiaioso sabbioso mediamente addensato	4,40	1,40	17	10,5	19,3	32	-	20	1E-03	250
3	passaggio limoso poco consistente	4,60	0,20	3	2,9	17,5	27	18,6	-	-	
4	strato ghiaioso sabbioso mediamente addensato	12,00	7,40	37	21,2	20,5	37	-	44	1E-03	
5	strato ghiaioso ben addensato	112,00	100,00	aumento della resistenza al taglio con la profondità							380
6	substrato roccioso (substrato geofisico)	-	-	-							800

STRATIGRAFIA "B" CON RIFERIMENTO AL SONDAGGIO 2 (centrale)		profondità letto dello strato P (m)	spessore dello strato S (m)	NSPT n°	modulo di taglio dinamico G (MPa)	peso di volume naturale Y (kPa/m ³)	angolo attrito interno (Ø°)	coesione non drenata CU (kPa)	modulo di def. Drenato E' (MPa)	permeabilità nel saturo k (m/s)	Velocità onde di taglio Vs [m/s]
1	strato limoso argilloso con sabbia e ciottoli	2,20	2,20	6	4,9	18,1	28	37,3	-	2E-05	180
2	strato ghiaioso sabbioso mediamente addensato	3,40	1,20	29	17,4	20,1	35	-	34	1E-03	250
3	passaggio limoso poco consistente	3,80	0,40	12	8,1	18,8	30	73,5	-	-	
4	strato ghiaioso sabbioso mediamente addensato	12,00	8,20	36	21,6	20,5	38	-	45	1E-03	
5	strato ghiaioso ben addensato	112,00	100,00	aumento della resistenza al taglio con la profondità							380
6	substrato roccioso (substrato geofisico)	-	-	-							800

4. INTENSITÀ SISMICA E FATTORI LOCALI DI AMPLIFICAZIONE

Per gli aspetti normativi il territorio in esame ricade all'interno della Zona sismica 3 (sismicità bassa), che può essere soggetta a forti terremoti ma rari, con accelerazione del suolo massima di 0,0698. Utilizzando gli schemi analitici previsti dalle NTC, che si basano su un modello teorico adottato dalla Protezione Civile Nazionale, tenuto conto della vita nominale della struttura, prevista in almeno 50 anni, e del tipo di utilizzo dell'opera, per la quale si prevede la classe d'uso II (costruzioni con normali affollamenti), il rischio sismico di progetto è dato da una probabilità del 10% che sia superato il valore di picco dell'accelerazione orizzontale del suolo per la condizione di salvaguardia della vita (SLV) allo stato limite ultimo, con riferimento al tempo di ritorno $TR=475$ anni dell'evento sismico massimo atteso.

Allo scopo di quantificare i coefficienti di sicurezza previsti dalle norme tecniche, in previsione dell'evento sismico di progetto, dall'esame delle prove geofisiche in sito risulta la categoria di sottosuolo "C", definita come depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina); come condizioni topografiche si considera la categoria T1 corrispondente a una superficie pianeggiante con inclinazione media minore di 15°.

Le valutazioni statistiche dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia consentono di calcolare il valore dell'accelerazione di riferimento su suolo rigido del substrato roccioso in campo libero, producendo così una dettagliata mappatura della pericolosità sismica teorica su tutto il territorio nazionale. Dall'esame della suddetta mappatura si osserva che nell'area in progetto l'accelerazione sismica (a_g) è stimata in 0,067g per la componente orizzontale, e il sito in esame è quindi classificabile come zona a pericolosità sismica bassa.

Per quantificare le tensioni sismiche agenti sulle strutture durante l'evento sismico di progetto atteso, si valuta il fattore di amplificazione della risposta sismica locale, definito in base alle caratteristiche geologiche e geomorfologiche del sito, con riferimento allo spettro di progetto elastico, da cui risulta un coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S=1,500$ e con il coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1,000$ e un coefficiente geologico $S=1,500$ per cui il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale è $F_0=2,590$ mentre l'accelerazione massima attesa al sito è $a_{max}=0,1005g$.

Tuttavia, tenuto conto della specifica normativa regionale e viste le norme dello Studio Geologico allegato al PGT, si osserva che il livello di accelerazione sismica su substrato rigido individuata con la normativa nazionale è inferiore al valore di accelerazione sismica assegnato al territorio comunale (0,0698 g), per cui le valutazioni sismiche fin qui svolte sono insufficienti ed è necessario procedere con una valutazione del grado di protezione sismico di terzo livello.

Infatti, sulla base della classificazione sismica del PGT (1° livello) e dalla interpretazione delle indagini in sito mediante prove penetrometriche e misure di sismica superficiale (2° livello), caratterizzate da attendibilità medio-alta, risulta che la verifica per la valutazione del grado di protezione sismico evidenzia un andamento dei valori di V_s con la profondità non rientranti nel campo di validità, e quindi il fattore di amplificazione precedentemente individuato non è utilizzabile.

Per l'analisi sismica di 3° livello si è proceduto con la stima gli effetti dei cedimenti e la liquefazione del terreno mediante stime da prove penetrometriche; inoltre sono stati valutati gli effetti di amplificazione litologica utilizzando i dati del rilievo geofisico, opportunamente elaborati mediante modellazione numerica avanzata in modalità dinamica. Dei cedimenti e liquefazione del terreno si dirà nei paragrafi successivi; si riportano qui di seguito in forma sintetica i risultati dello Studio della risposta sismica locale, redatto insieme con lo Scrivente da una Ditta specializzata.

Dall'analisi allo stato SLV, lo spettro di risposta elastico presenta valori massimi di a_g compresi tra 0,25 – 0,31 ag/g nell'intervallo 0,15 s e 0,40 s e la Categoria "C" - T1 rappresenta correttamente la risposta sismica locale solo per periodi minori di 0,15 s; per periodi maggiori e fino a 0,4 s lo spettro risulta inappropriato perché entra nel campo della categoria "D" - T1. Per periodi maggiori di 0,4 secondi, la Categoria "C" – T1 sovrastima lo spettro di risposta elastico ed è applicabile la Categoria "B" - T1.

Analogamente, dall'analisi allo stato limite SLD, lo spettro di risposta elastico presenta valori massimi di a_g compresi tra 0,12 – 0,16 ag/g nell'intervallo 0,01 s e 0,24 s e la Categoria "C" - T1 rappresenta la risposta sismica locale solo per periodi minori di 0,12 s; per periodi maggiori e fino a 0,3 s lo spettro risulta inappropriato, perché entra nel campo della categoria "D" - T1. Per periodi maggiori di 0,3 secondi, la Categoria "C" – T1 sovrastima lo spettro di risposta elastico ed è applicabile la Categoria "B" - T1.

Pertanto resta di stretta competenza del Progettista la scelta definitiva dell'input sismico da adottare per i calcoli strutturali, tra la categoria di sottosuolo "C" e la categoria "D", che sarà comunque subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

5. SISMICITÀ MASSIMA ATTESA NELL'AREA

L'assetto sismotettonico al contorno dell'area in progetto è delineato dalle più vicine sorgenti sismogenetiche nella regione, individuate e descritte nella cartografia ufficiale dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Il sito in progetto è ubicato alla distanza di circa 1,3 km ad est del margine ribassato della zona sismogenetica ITCS115 SUDALPINO OCCIDENTALE ESTERNO SUPERFICIALE (P.Burrato, 2015); questa zona sismogenetica si estende ad arco per circa 60 km tra Segrate e Crema ed è caratterizzata da una magnitudo massima $M_w=6,0$ e un tasso di scivolamento di 0,1...0,5 mm/anno. Detta fascia sismogenetica giace alla profondità compresa tra circa 2 km sul lato ovest, e circa 6 km sul lato est, in prossimità dell'area in progetto, ed è costituita da una faglia inversa con orientamento di 215°...340° rispetto al Nord, piano di scivolamento inclinato 25°...50° rispetto all'orizzontale, e direzione del movimento 80°...100° sulla superficie di scorrimento.

Alla distanza di circa 6,3 km ad ovest del sito di progetto è presente la zona sismogenetica ITCS002 SUDALPINO OCCIDENTALE ESTERNO PROFONDO (P.Burrato, 2015); questa zona sismogenetica si estende ad arco per circa 80 km tra Trezzo sull'Adda fino a Montichiari ed è caratterizzata da una magnitudo massima $M_w=6,0$ e un tasso di scivolamento di 0,1...0,5 mm/anno. Questa seconda fascia sismogenetica giace alla profondità compresa tra circa 6 km sul lato ovest, in prossimità dell'area in progetto, e circa 13 km verso est, ed è costituita da una faglia inversa con orientamento di 250°...340° rispetto al Nord, piano di scivolamento inclinato 25°...40° rispetto all'orizzontale, e direzione del movimento 80°...100° sulla superficie di scorrimento.

Pertanto, i maggiori terremoti che hanno colpito il Milanese con effetti significativi, in un arco temporale di circa 1.000 anni, hanno tutti avuto origine da est, e quindi sono utili anche per il Comune di Liscate:

- A.D. 1117 Pianura Veronese (150 km) - $M_w = 6,52$ - $I_0 = 9$ - intensità locale = 7;
- A.D. 1348 Alpi Giulie (300 km) - $M_w = 6,63$ - $I_0 = 9$ - intensità locale = D (distruittivo);
- A.D. 1222 Bresciano-Veronese (100 km) - $M_w = 5,68$ - $I_0 = 7-8$ - intensità locale = 6.

Pertanto, dalla storia sismica dell'area in esame, sulla base delle elaborazioni statistiche dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, e con riferimento al Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (dicembre 2011), tenuto conto dell'effetto di smorzamento con la distanza, i terremoti che possono colpire l'area in progetto sono caratterizzati da un'intensità macrosismica massima $I_5=9,0$ corrispondente a una magnitudo di $M_w= 6,0$ con una distanza minima dall'ipocentro di 5,9 km.

6. EFFETTI DEL SISMA SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Il sisma può generare modifiche nel terreno di fondazione provocando anche una riduzione della capacità portante; ciò avviene segnatamente in terreni fini o coesivi saturi d'acqua (sabbie fine, limi e argille limose), dove lo scuotimento può indurre fenomeni di liquefazione, con la totale perdita di portanza del terreno in forma diffusa o localizzata, quando la pressione dell'acqua interstiziale uguaglia la pressione di confinamento.

In terreni granulari poco addensati (sabbie e sabbie grossolane) sotto falda freatica, lo scuotimento sismico può provocare la densificazione del deposito, con il conseguente abbassamento e cedimento della superficie al piano campagna.

Le norme tecniche prescrivono che il sito di progetto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, ma prevedono che la verifica a liquefazione può essere omessa in presenza di eventi sismici attesi di magnitudo inferiore a 5, oppure quando le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti sono inferiori a 0,1g, oppure se profondità della falda acquifera è maggiore di 15 metri, oppure se il sottosuolo è costituito da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ maggiore di 30, oppure quando il sottosuolo è caratterizzato da una distribuzione granulometrica propria del limo argilloso o della ghiaia con sabbia.

Nel caso in esame, anche se siamo in presenza di intensità sismica maggiore del limite previsto, e di una falda acquifera a minore profondità, dato che il sottosuolo è costituito da ghiaia sabbiosa caratterizzata da NSPT intorno a 36 a partire dalla profondità di 3-4 metri dal piano campagna, il sottosuolo dell'area in esame non è soggetto al fenomeno di fluidificazione ed è idoneo a costituire il sedime di fondazione delle opere in progetto.

7. COMPATIBILITÀ GEOLOGICA E GEOTECNICA DELL'INTERVENTO

Per il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione si devono considerare gli stati limite delle Norme Tecniche per le Costruzioni, applicando i fattori di sicurezza parziali prescritti, comprensivi dei coefficienti amplificativi delle azioni sismiche allo stato limite ultimo, e con riferimento ai carichi strutturali di progetto.

Per le opere di urbanizzazione e per il futuro edificio commerciale, nel sito in esame non si evidenziano particolari penalità costruttive nei riguardi della capacità portante del terreno di fondazione; per le pavimentazioni di strade, parcheggi e piazzali, dove il terreno superficiale si comporta come un'argilla consistente, la capacità portante è condizionata dai cedimenti di consolidazione secondari.

Per la realizzazione di fabbricati con carichi strutturali importanti, come edifici multipiano o con grandi luci, i cedimenti di consolidazione del sottosuolo superficiale argilloso limoso possono essere eccessivi, e non facilmente compensabili con la riduzione delle pressioni di carico trasmesse al terreno.

In tal caso è necessario portare il sedime delle fondazioni dirette alla quota del sottosuolo profondo, a circa 2 - 3 metri dal piano campagna, sullo strato di ghiaia con sabbia, dove la capacità portante del terreno è stimabile indicativamente in un valore compreso tra 300 e 400 kPa ed è quindi idonea per sopportare le pressioni trasmesse dalle fondazioni, senza rischio di cedimenti di consolidazione, ma con solo i normali cedimenti immediati stimabili in un massimo di circa 3 centimetri.

Per la realizzazione di strade e parcheggi la capacità portante del terreno è stimabile indicativamente in un circa 135 kPa ed è quindi idonea per sopportare le pressioni trasmesse dalla fondazione stradale in progetto, previo uno scotico di almeno 50 centimetri, il consolidamento o la compattazione del terreno di sottofondazione, e la realizzazione di una idonea fondazione in materiale inerte e drenante.

La capacità portante del sottosuolo superficiale argilloso limoso è idonea anche per sopportare le pressioni trasmesse da piccole platee o dalle fondazioni dirette di fabbricati leggeri (130 kPa), con la quota di imposta alla profondità di almeno 0,7 metri dal piano campagna, prevedendo cedimenti di consolidazione attesi minori di 3 cm.

8. COMPATIBILITÀ GEOMORFOLOGICA DELL'INTERVENTO

L'area in esame si presenta con una configurazione geomorfologica pianeggiante, con il solo rilevato stradale della strada provinciale che si eleva di circa un metro e mezzo dal piano campagna, e con un terrazzo di circa 60 cm tra l'area urbanizzata e l'area agricola. Il corpo idrico superficiale che attraversa parte dell'area in progetto sarà trasferito lungo il confine sud-ovest, realizzando un nuovo canale e un bacino di invaso per la laminazione delle acque meteoriche, con le sponde opportunamente inclinate e rivestite al fine di consentire un regolare deflusso di piena.

Pertanto su tutta l'area in esame non sono prevedibili eventi franosi gravitativi, oppure fenomeni erosivi ad opera delle acque di deflusso superficiale.

Pastrengo, Giugno 2018

Geologo Alberto Freddo



INSEDIAMENTO COMMERCIALE IN VIA MARTIRI DELLA LIBERTÀ IN FREGIO ALLA STRADA PROVINCIALE n°14
INDAGINI GEOLOGICHE GEOTECNICHE E SISMICHE

PROGETTO: studio di architettura
Valerio Dorati e Valentina Bianchi

PROPRIETÀ:

B.P.Z. S.r.l. Immobiliare

tavola

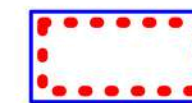
01-G

UBICAZIONE DEL SITO IN PROGETTO
su cartografia C.T.R. alla scala 1:2.000
coordinate 9,414°-45,482°-112 mslm

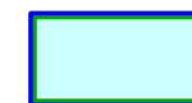
Giugno 2018

Geologo Alberto Freddo geologo.freddo@gmail.com
Via Monticelli, 7 - 37010 Pastrengo - tel.: 348 280 8056

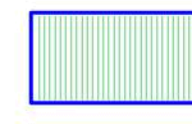
LEGENDA



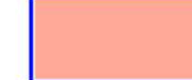
area in progetto



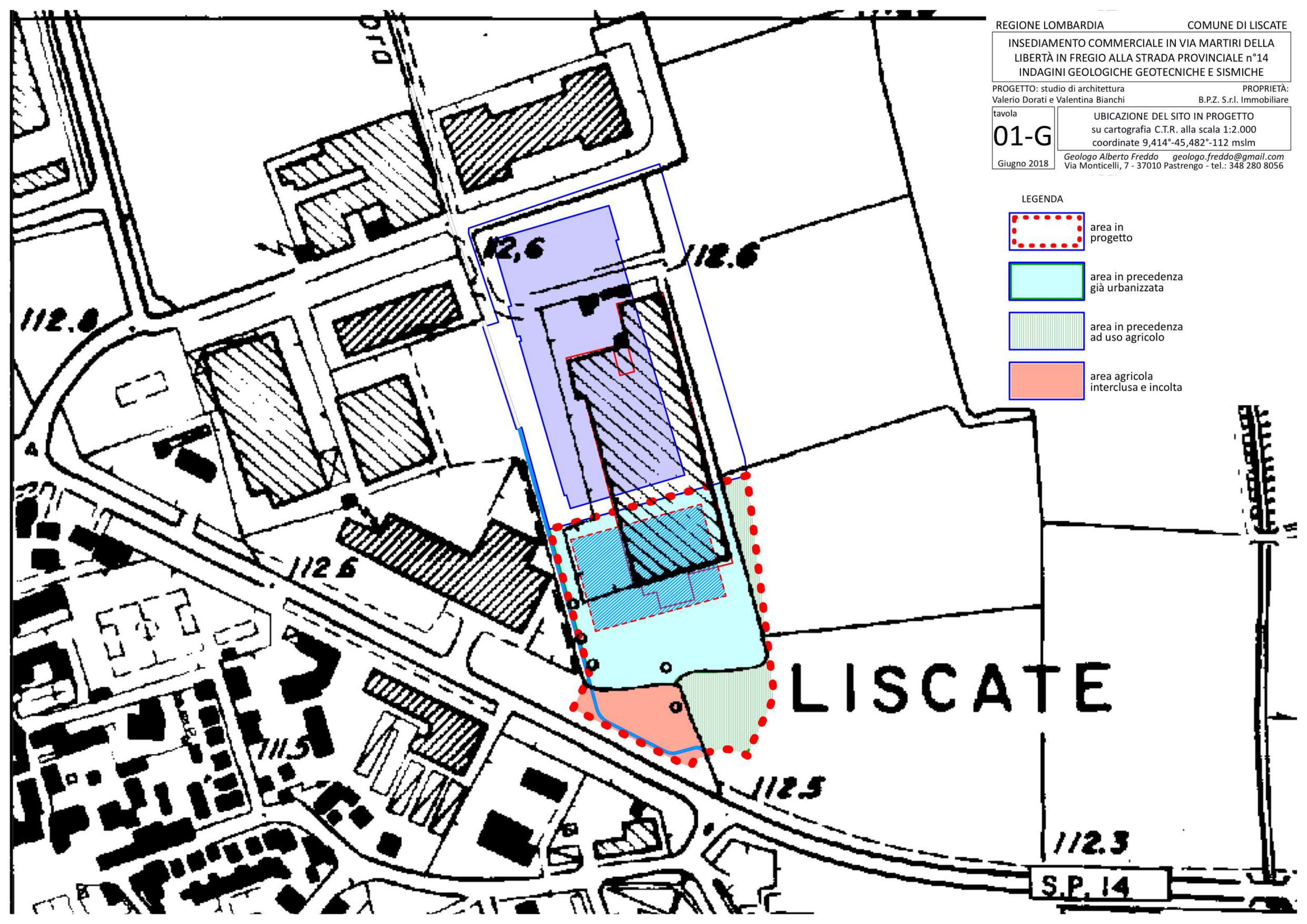
area in precedenza già urbanizzata



area in precedenza ad uso agricolo



area agricola interclusa e incolta



LISCATE

S.P. 14

INSEDIAMENTO COMMERCIALE IN VIA MARTIRI DELLA LIBERTÀ IN FREGIO ALLA STRADA PROVINCIALE n°14
INDAGINI GEOLOGICHE GEOTECNICHE E SISMICHE

PROGETTO: studio di architettura
Valerio Dorati e Valentina Bianchi

PROPRIETÀ:
B.P.Z. S.r.l. Immobiliare

tavola

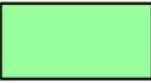
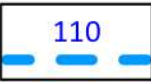


02-G

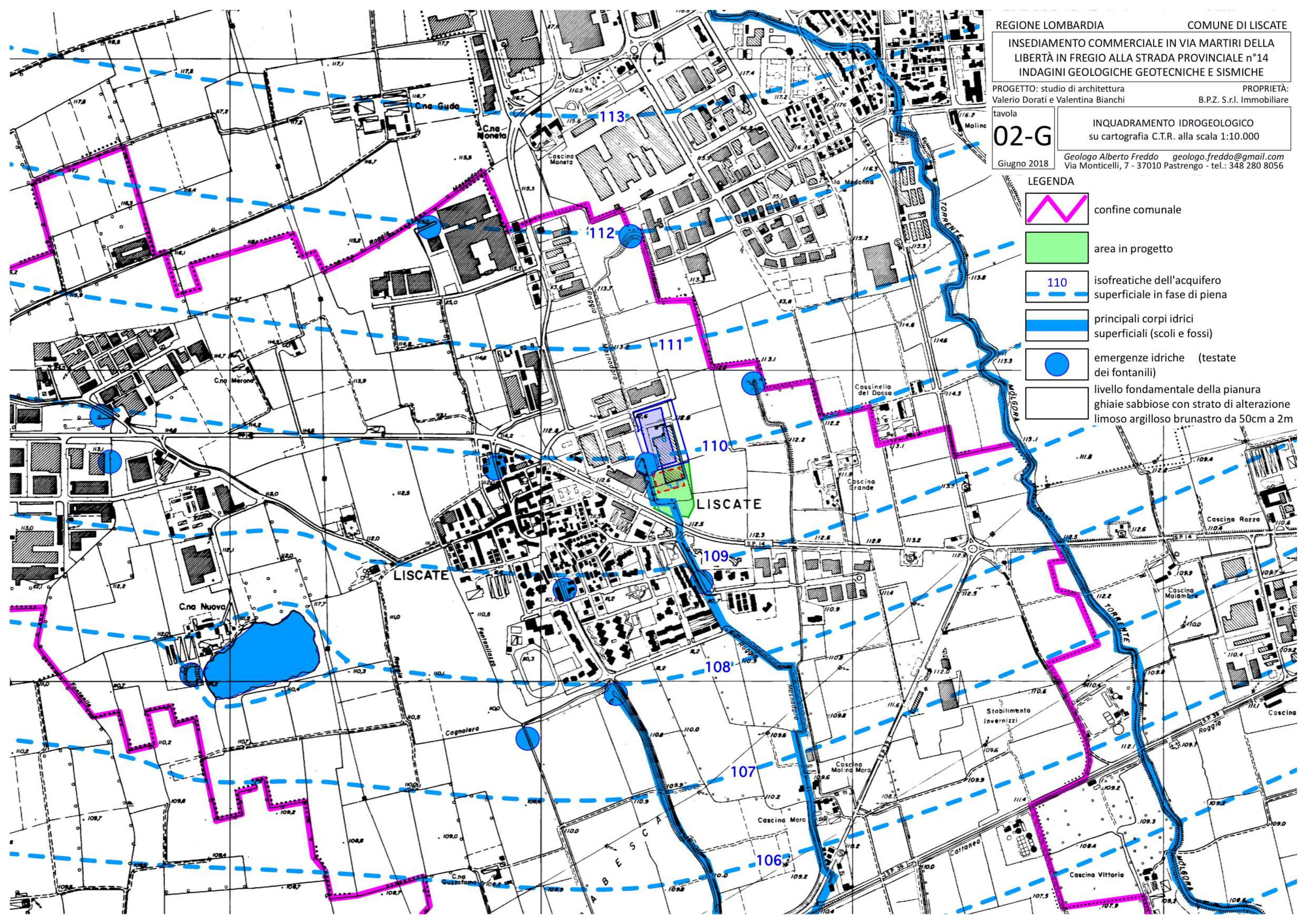
INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO
su cartografia C.T.R. alla scala 1:10.000

Giugno 2018

Geologo Alberto Freddo geologo.freddo@gmail.com
Via Monticelli, 7 - 37010 Pastrengo - tel.: 348 280 8056

LEGENDA

-  confine comunale
-  area in progetto
-  110 isofreatiche dell'acquifero superficiale in fase di piena
-  principali corpi idrici superficiali (scoli e fossi)
-  emergenze idriche (testate dei fontanili)
-  livello fondamentale della pianura ghiaie sabbiose con strato di alterazione limoso argilloso brunastro da 50cm a 2m



INSEDIAMENTO COMMERCIALE IN VIA MARTIRI DELLA LIBERTÀ IN FREGIO ALLA STRADA PROVINCIALE n°14
INDAGINI GEOLOGICHE GEOTECNICHE E SISMICHE

PROGETTO: studio di architettura
Valerio Dorati e Valentina Bianchi

PROPRIETÀ:
B.P.Z. S.r.l. Immobiliare

tavola

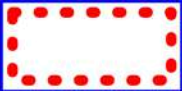



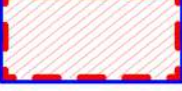
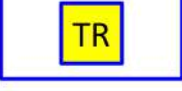


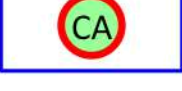
03-G

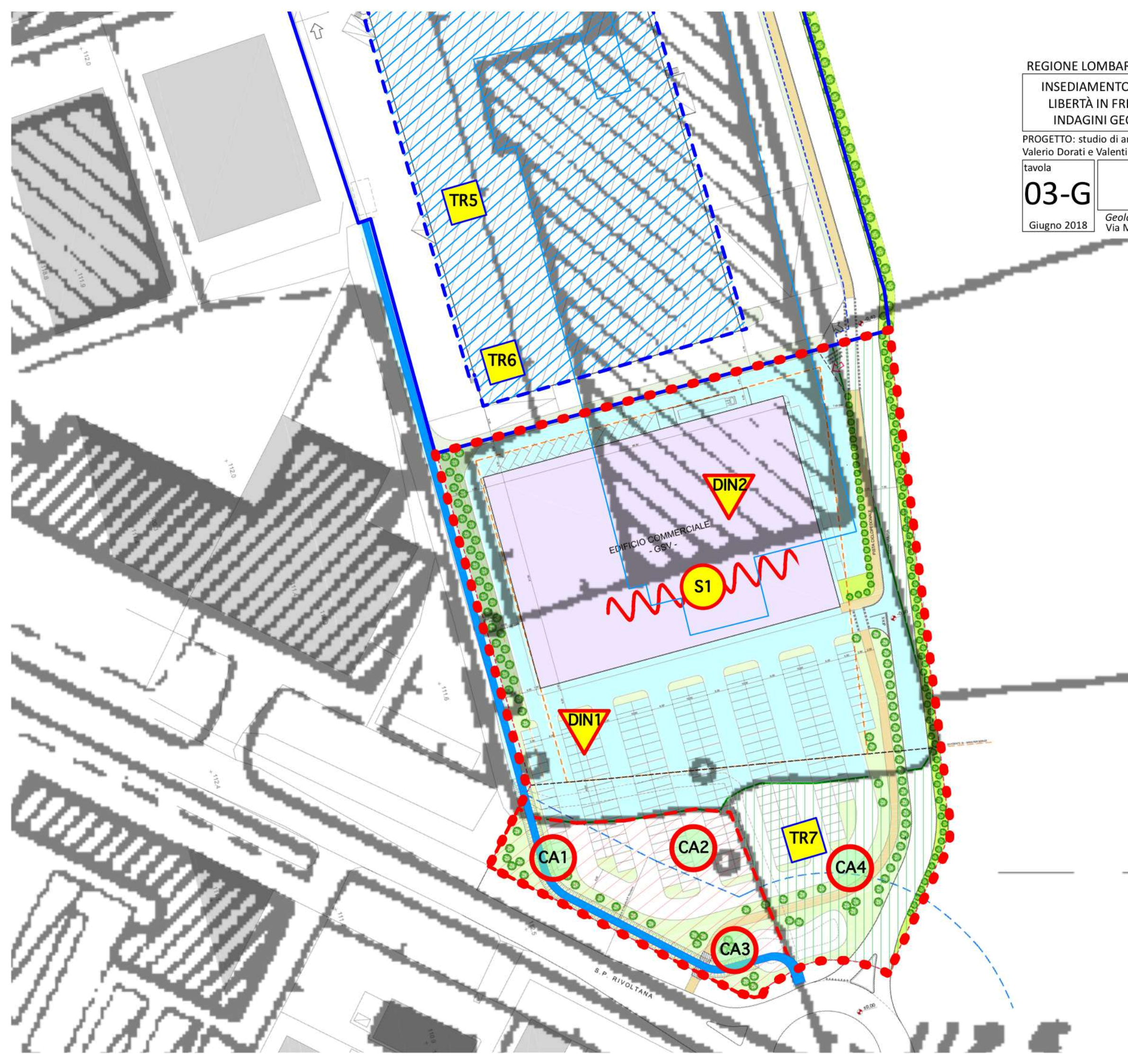
Giugno 2018

PIANO DELLE INDAGINI GEOLOGICHE
planimetria alla scala 1:1.000

Geologo Alberto Freddo geologo.freddo@gmail.com
Via Monticelli, 7 - 37010 Pastrengo - tel.: 348 280 8056

LEGENDA

-  area in progetto
-  fabbricato in progetto
-  area in precedenza già urbanizzata
-  area agricola da urbanizzare
-  area agricola incolta da urbanizzare
-  trincee con escavatore meccanico ottobre 2016
-  sondaggi penetrometrici dinamici in data 15/09/2017
-  stendimento simico-geognostico in data 11/09/2017
-  campionamento per l'indagine ambientale in data 13/04/2018



INSEDIAMENTO COMMERCIALE IN VIA MARTIRI DELLA LIBERTÀ IN FREGIO ALLA STRADA PROVINCIALE n°14
INDAGINI GEOLOGICHE GEOTECNICHE E SISMICHE

PROGETTO: studio di architettura
Valerio Dorati e Valentina Bianchi

PROPRIETÀ:
B.P.Z. S.r.l. Immobiliare

tavola
04-G
Giugno 2018

PROFILO STRATIGRAFICO SCHEMATICO
scala altezze 1:40

Geologo Alberto Freddo geologo.freddo@gmail.com
Via Monticelli, 7 - 37010 Pastrengo - tel.: 348 280 8056

LEGENDA

terreni di riporto

MPS: materiale di pavimentazione stradale (bitume, pietrame, ghiaia, ciottoloni, terra) saturo d'acqua meteorica in sacche sospese

MRT: materiale di riporto terroso sciolto prevalentemente limoso sabbioso con rari ciottoli e pezzi di laterizi

terreni naturali

TSA: terreno di alterazione superficiale limoso argilloso con sabbia di colore ocraceo ferrettizzato molto consistente

TSC: terreno di alterazione superficiale argilloso limoso di colore ocraceo molle e poco consistente con ciottoli

sottosuolo

GSC: deposito ghiaioso sabbioso mediamente addensato con poco fino (5-10%), sabbia spigolosa (30-35%), ghiaia tonda (30-35%) e ciottoli subsferici (25-30%)

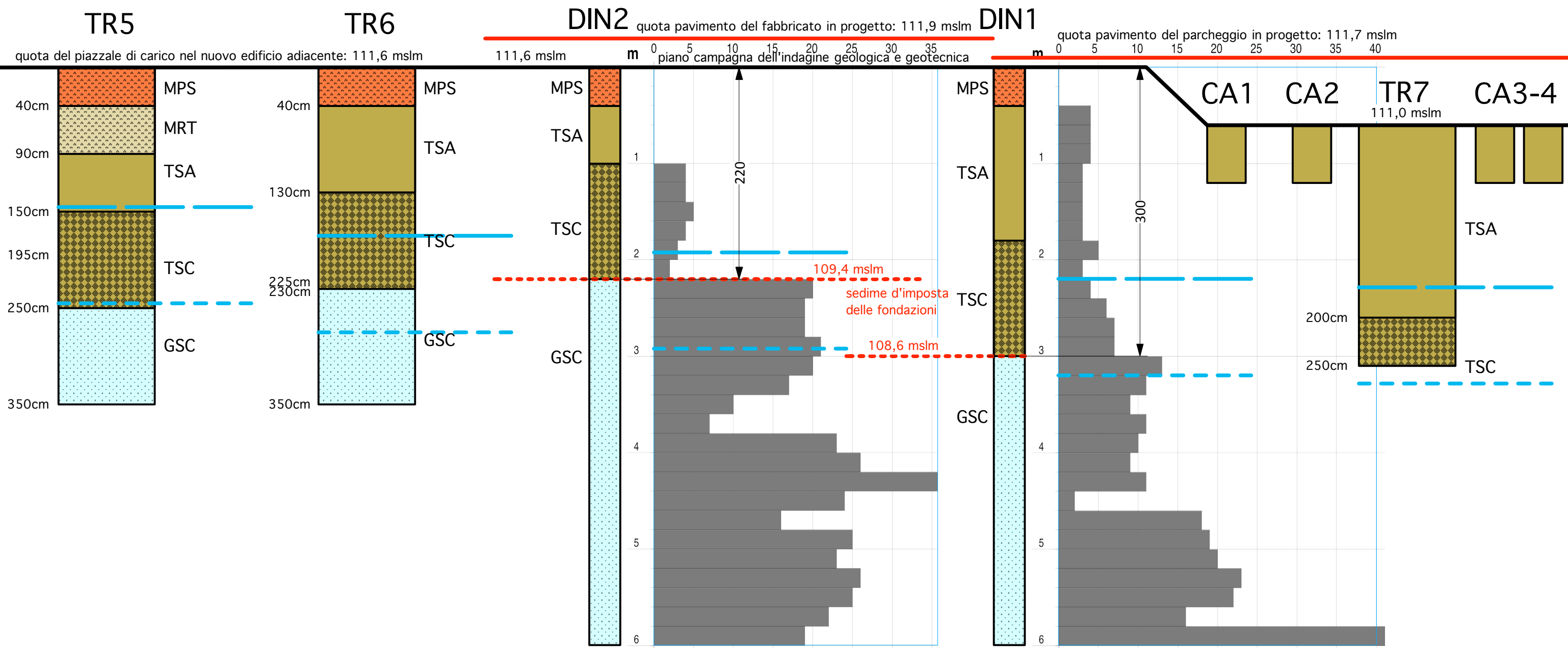
— livello freatico presuntivo in fase di massima piena estiva
- - - livello freatico presuntivo in fase di magra minima invernale

progetto

— piano finito di progetto alla quota di 111,9-111,7 mslm e piano d'imposta delle fondazioni a circa 2,2-3,0 m dal piano campagna dell'indagine geologica e geotecnica
- - - campagna di indagine sul sottosuolo ghiaioso sabbioso

punti di indagine

TR: trincee geognostiche
DIN: sondaggi penetrometrici dinamici
CA: campioni dell'indagine ambientale



INSEDIAMENTO COMMERCIALE IN VIA MARTIRI DELLA
LIBERTÀ IN FREGIO ALLA STRADA PROVINCIALE n°14
INDAGINI GEOLOGICHE GEOTECNICHE E SISMICHE

PROGETTO: studio di architettura
Valerio Dorati e Valentina Bianchi

PROPRIETÀ:

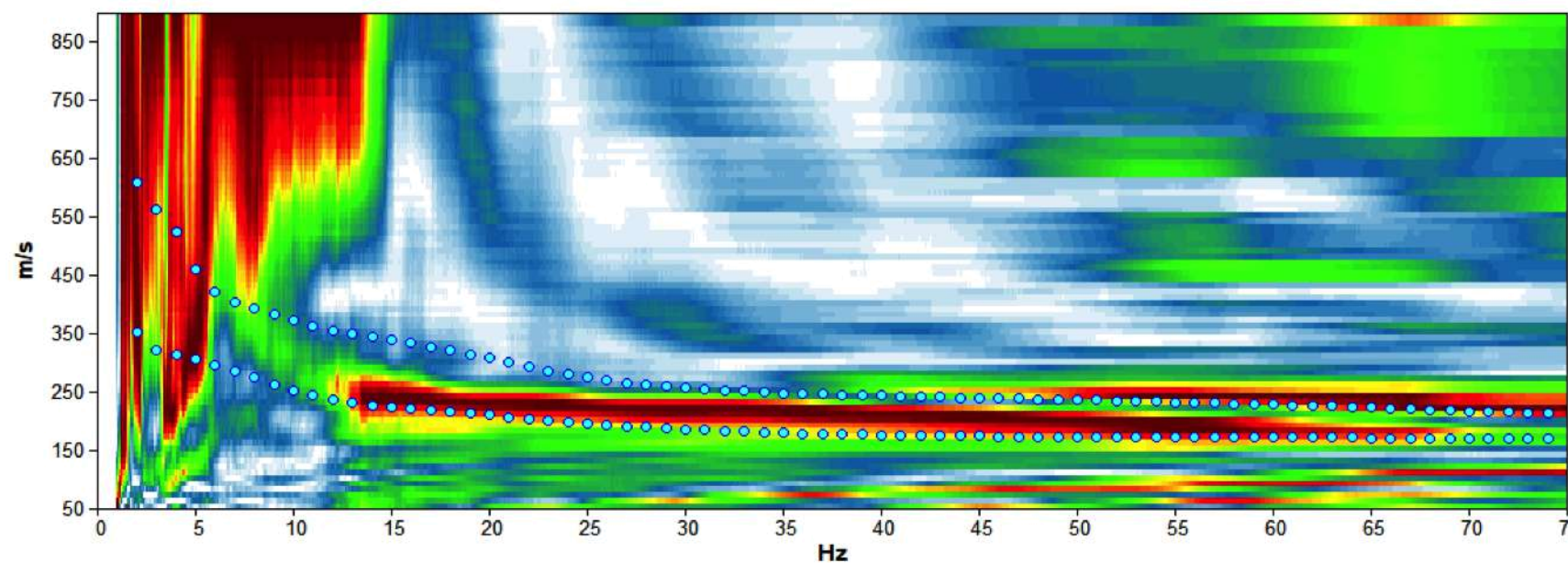
B.P.Z. S.r.l. Immobiliare

tavola
05-G

RISULTATI RIASSUNTIVI DELL'INDAGINE
GEOFISICA CON PROSPEZIONE SISMICA

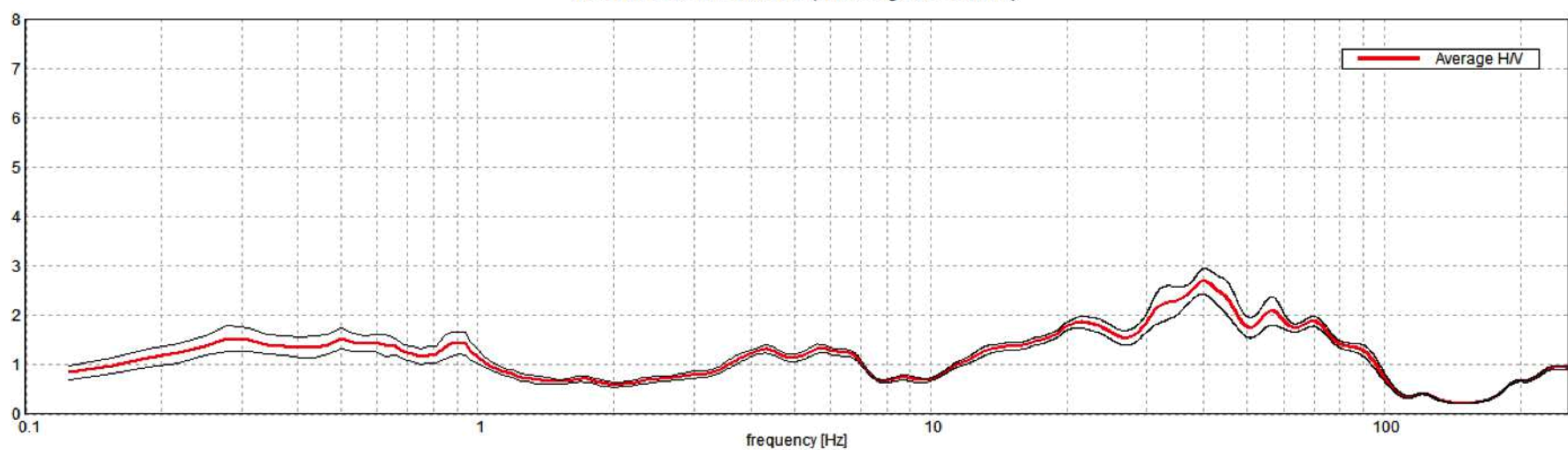
Giugno 2018

Geologo Alberto Freddo geologo.freddo@gmail.com
Via Monticelli, 7 - 37010 Pastrengo - tel.: 348 280 8056



Spettro di velocità e curve sintetiche da indagine sismica in array (Re.Mi.)

Max. H/V at 19.97 ± 12.28 Hz. (In the range 0.0 - 20.0 Hz).



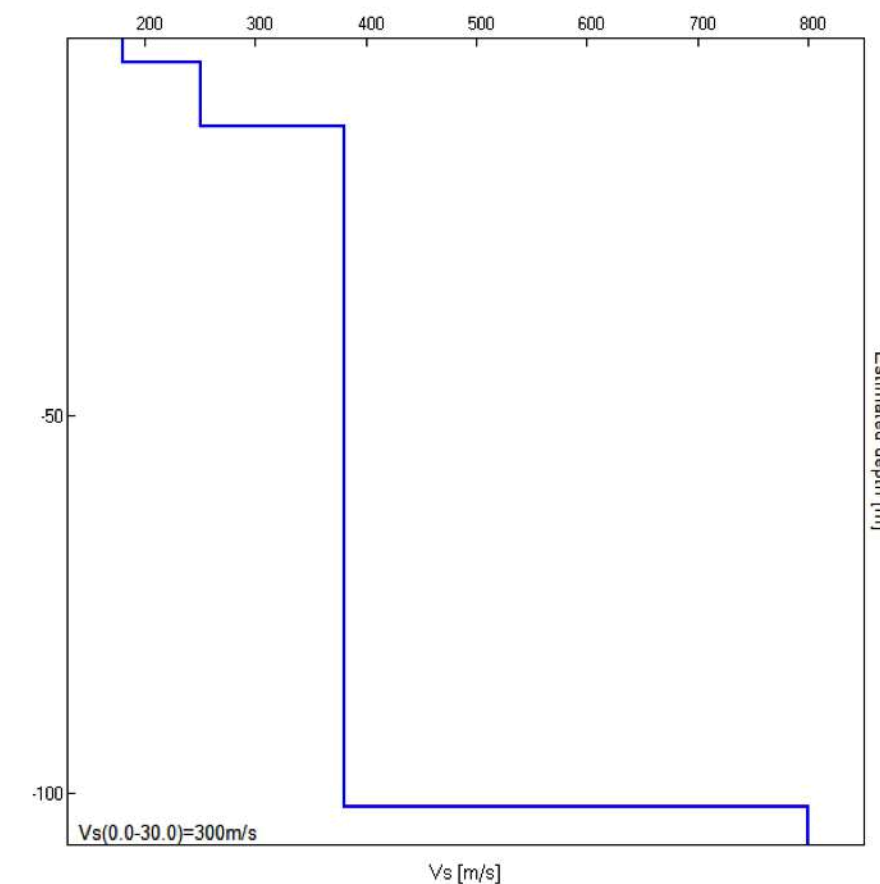
Spettro sismico a curva sintetica da misura a stazione singola (H.V.S.R.)

MODELLO SISMO-STRAFIGRAFICO INTERPRETATIVO

da prof. [m p.c.]	a prof. [m p.c.]	Vs [m/ s]
0,0	3,2	180
3,2	~ 12	250
~ 12	~ 112	380
~ 112	Semispazio	800

Profondità piano di pqsa e Vs,30 calcolati

0 m dal p.c.	300 m/ s	Categoria C
1 m dal p.c.	309 m/ s	Categoria C
2 m dal p.c.	319 m/ s	Categoria C
3 m dal p.c.	329 m/ s	Categoria C



Profilo verticale onde S (Vs)

INDAGINE GEOFISICA

Ubi: via Martiri della libertà - Lisiate (MI)

Lat. 45,48204° N - Lon. 9,41529° E (WGS-84)

Comm.: B.P.Z. Srl Immobiliare

**Indagine sismica
Re.Mi. e H.V.S.R.**

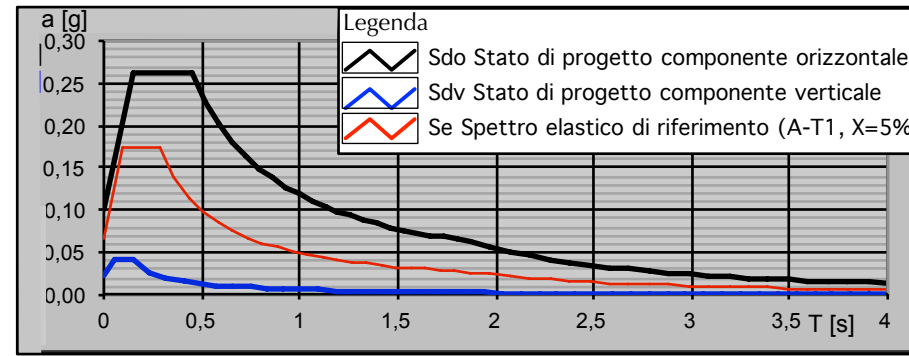
ott. 2017



Valori dei parametri [ag] - [Fo] - [TC*] - per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	TR [anni]	ag [g]	Fo [-]	TC* [s]
SLO	30	0,035	2,501	0,221
SLD	50	0,042	2,536	0,261
SLV	475	0,111	2,503	0,289
SLC	975	0,147	2,503	0,288

Spettri di risposta per lo stato limite: SLV



INSEDIAMENTO COMMERCIALE IN VIA MARTIRI DELLA LIBERTÀ IN FREGIO ALLA STRADA PROVINCIALE n°14
INDAGINI GEOLOGICHE GEOTECNICHE E SISMICHE

PROGETTO: studio di architettura
Valerio Dorati e Valentina Bianchi

PROPRIETÀ:
B.P.Z. S.r.l. Immobiliare

tavola
06-G
Giugno 2018

PARAMETRI SISMICI E SPETTRI DI RISPOSTA PER GLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DEL DANNO (SLD)

Geologo Alberto Freddo geologo.freddo@gmail.com
Via Monticelli, 7 - 37010 Pastrengo - tel.: 348 280 8056

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
ag	0,067 g
Fo	2,590
TC*	0,284 s
Ss	1,500
Cc	1,591
St	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
TB	0,150 s
TC	0,451 s
TD	1,869 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

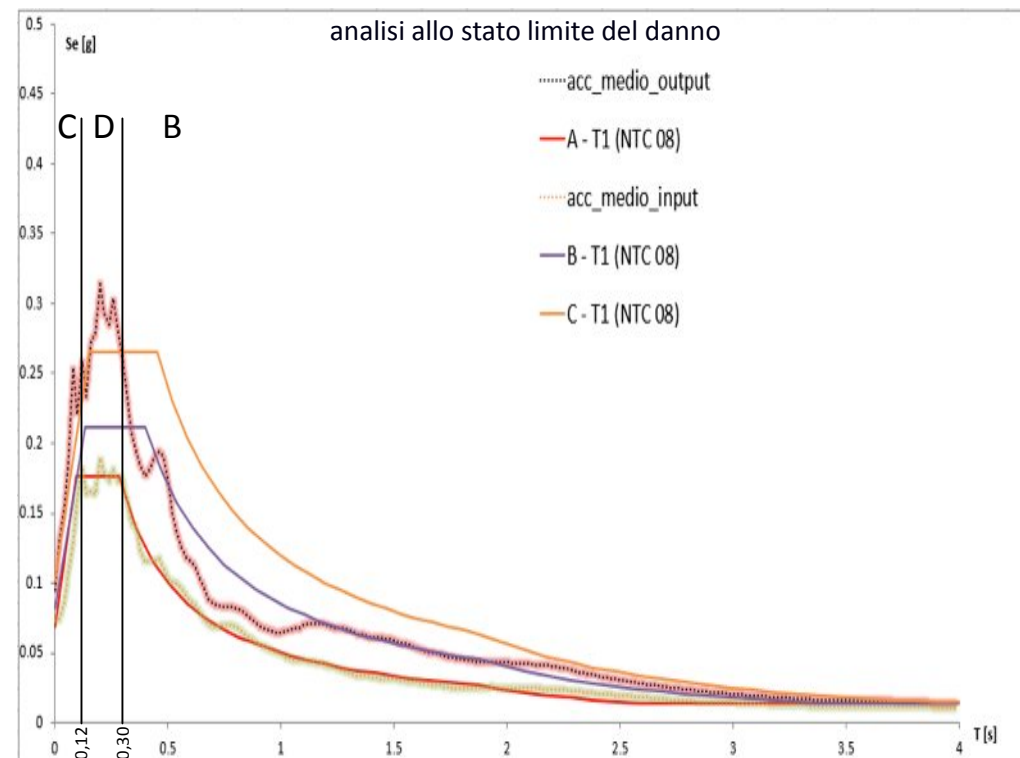
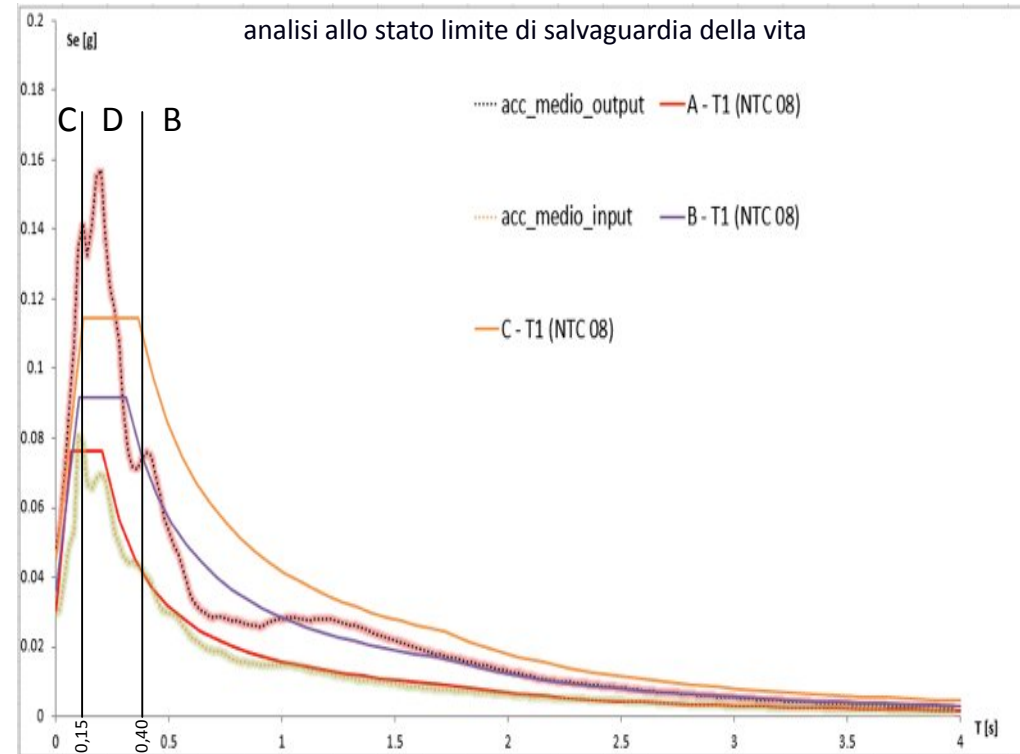
$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,101
0,150	0,261
0,451	0,261
0,519	0,227
0,586	0,201
0,654	0,180
0,721	0,163
0,789	0,149
0,856	0,138
0,924	0,127
0,991	0,119
1,059	0,111
1,126	0,105
1,194	0,099
1,261	0,093
1,329	0,089
1,396	0,084
1,464	0,080
1,531	0,077
1,599	0,074
1,666	0,071
1,734	0,068
1,801	0,065
1,869	0,063
1,970	0,057
2,072	0,051
2,173	0,047
2,275	0,043
2,376	0,039
2,478	0,036
2,579	0,033
2,681	0,031
2,782	0,028
2,884	0,026
2,985	0,025
3,087	0,023
3,188	0,022
3,290	0,020
3,391	0,019
3,493	0,018
3,594	0,017
3,696	0,016
3,797	0,015
3,899	0,014
4,000	0,014

VALUTAZIONE DEL GRADO DI PROTEZIONE SISMICO DI TERZO LIVELLO



PARAMETRI SISMICI STRUTTURALI

Ubicazione geografica del sito di impianto

longitudine (gradi decimali)	9,4143°
latitudine (gradi decimali)	45,4825°
quota altimetrica (mslm)	112
fascia sismogenetica	ITCS115

Parametri caratteristici del fabbricato in progetto

carico strutturale sulla fondazione (kN)	-
fattore di struttura con bassa duttilità (q0)	-
altezza edificio con libertà di vibrazione (m)	-
periodo di vibrazione del fabbricato (Hz)	-

Pericolosità sismica di base del sito di impianto

categoria di profilo stratigrafico (S)	C - D
condizioni topografiche medie del sito (T)	T1
accelerazione sismica orizzontale del sito (g)	0,070
accelerazione sismica verticale del sito (g)	-

Movimento del terreno/struttura con il sisma

spostamento orizzontale del terreno (cm)	-
velocità orizzontale del terreno (cm/s)	-
tensione collegamenti delle fondazioni (kN)	-
periodo di vibrazione del sottosuolo (Hz)	-

Coefficienti di intensità sismica sul terreno

accelerazione massima attesa (amaxg)	0,101
coefficiente di terreno orizzontale (Khk)	-
coefficiente di terreno verticale (Kvk)	-
coefficiente totale sulla struttura (Khi)	-

Azione sismica massima di progetto

magnitudo sismica momento (MW)	6,0
distanza minima dall'ipocentro (km)	5,9
intensità macrosismica (IS)	9
tasso di scorrimento crostale (mm/anno)	0,1



REGIONE LOMBARDIA

Provincia di Milano



**Studio della risposta sismica locale tramite modellazione
numerica avanzata in modalità dinamica - Livello 3
(N.T.C. - D.M. 14 gennaio 2008; D.G.R. n. X/5001 30/03/2016)**

Via Martiri della Libertà
Comune di Liscate (MI)

Committente:
B.P.Z. S.r.l. Immobiliare

Data: ottobre 2017






STUDIOSISMA srl
Via Biron, 102/5 - 36050 Monteviale (VI)
Tel/Fax. 0444/962532 Cell. +39 349/0567455
Mail: info@studiosisma.com
C.F. e P.IVA 03797510249

La legge sui diritti d'autore (22/04/41 n° 633) vieta la riproduzione ed utilizzazione anche parziale di questo documento, senza la preventiva autorizzazione degli autori.

INDICE

1.	PREMESSE	3
2.	CENNI TEORICI E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA	5
2.1	Indagine sismica di tipo passivo in array (Re.Mi.)	5
2.2	Indagine sismica di tipo passivo a stazione singola (H.V.S.R.)	7
3.	CENNI TEORICI DI ANALISI DINIMACA AVANZATA (FLAC 2D - ITASCA, 2016)	8
4.	EVOLUZIONE NORMATIVA E CENNI DI INGEGNERIA SISMICA	14
5.	ANALISI SISMICA DI SITO E DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	16
5.1	Risultati ottenuti dalle indagini sismiche effettuate	16
5.2	Indagine sismica passiva in <i>array</i> (Re.Mi.) con inversione congiunta all'H.V.S.R.	16
5.3	Indagine sismica passiva a stazione singola (H.V.S.R.)	17
5.4	Categoria di sottosuolo di fondazione secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008	18
6.	MODELLIZZAZIONE NUMERICA AVANZATA	19

ALLEGATO

-  Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con Tr 475 anni e smorzamento 5% (SLV)
-  Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con Tr 50 anni e smorzamento 5% (SLD)
-  Indagine sismica Re.Mi e H.V.S.R.

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

1. PREMESSE

Su incarico della società **B.P.Z. S.r.l. Immobiliare** è stata condotta la presente campagna d'indagine geofisica presso il complesso aziendale in via Martiri della Libertà, nel Comune di Liscate (MI). Al fine di caratterizzare, dal punto di vista sismico, il sottosuolo dell'area in esame sono state eseguite, in data 11 settembre 2017:

- **n° 1 prospezione sismica con tecnica passiva Re.Mi. (Refraction Microtremor)** sviluppata in un *array* lineare con n° 16 geofoni a 4,5 Hz ad asse verticale per la ricostruzione sismo - stratigrafica dei terreni e assegnazione della categoria di sottosuolo di fondazione tramite la stima della velocità di propagazione delle onde S (metodo semplificato - NTC08);
- **n° 1 registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)** per individuare le frequenze di risonanza del terreno e per ricostruire puntualmente l'assetto sismo-stratigrafico locale fino all'ultimo riflettore in grado di generare amplificazione;

Successivamente, la risposta sismica dei terreni oggetto d'indagine è stata indagata mediante un approccio al continuo in condizioni di mono-dimensionalità (RSL - Livello 3). La tecnica di risoluzione numerica adoperata è quella alle differenze finite (FDM) implementata nel codice di calcolo **FLAC 8.0 (ITASCA, 2016)**, operante nel dominio del tempo. Il codice effettua un'analisi lagrangiana del continuo risolto mediante uno schema di avanzamento temporale di tipo esplicito.

Nella figura a seguire viene evidenziata l'area in oggetto di studio (*Fig. n° 1 - Estratto da ortofoto*).



Fig. n° 1

L'esatta ubicazione dell'area è stata ottenuta tramite un posizionatore GPS interno alla strumentazione geofisica utilizzata e di seguito riportata in gradi e minuti con decimali secondo lo standard WGS-84 e ED50. Nella figura seguente (*Fig. n° 2 - Ubicazione prove in situ*) sono invece riportate, in dettaglio, le posizioni di ogni misura effettuata.

Latitudine	Longitudine
45,482004° N (WGS-84)	9,41529° E (WGS-84),
45,482972° N (ED50)	9,416345° E (ED50)



Fig. n° 2 - Ubicazione prove in sito

2. CENNI TEORICI E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

2.1 Indagine sismica di tipo passivo in array (Re.Mi.)

È noto che la propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati e trasversalmente isotropi, avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più un'unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda. Queste interessano il terreno a diverse profondità e risultano influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità. Questo comportamento viene definito dispersione in frequenza ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie. Ovviamente le lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario, le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie.

I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie si basano su modelli fisico - matematici nei quali il sottosuolo viene schematizzato come una serie di strati con caratteristiche elastiche lineari. La procedura Re.Mi. è un metodo di prospezione sismica sviluppato presso l'Università di Reno in Nevada (Louie, 2001) e viene classificato come metodo passivo in quanto utilizza il rumore ambientale. I vantaggi promossi da questo metodo sono molteplici: è molto veloce e semplice da usare in fase di acquisizione, raggiunge una buona profondità e risoluzione d'indagine ma soprattutto permette di ottenere migliori risultati in ambienti particolarmente urbanizzati. La fase di acquisizione deve essere effettuata con una serie di accorgimenti e precauzioni da prendere in sito e nella pianificazione della registrazione.

Tutto è finalizzato alla registrazione di dati contenenti la miglior informazione possibile riguardo alla propagazione delle onde di Rayleigh con buon rapporto segnale - rumore. Il rumore incoerente, cioè di tipo casuale, nel caso Re.Mi. rappresenta la fonte del segnale utile che si vuole registrare. I microtremori generati dall'ambiente si propagano nel suolo e di questi si cerca di distinguere il modo fondamentale di vibrazione dell'onda di Rayleigh da quelli superiori e dall'aliasing spaziale. C'è, in questo caso, la necessità di soddisfare la condizione di "omnidirezionalità" delle sorgenti, cioè si suppone che il rumore ambientale provenga sostanzialmente da tutte le direzioni.

I tempi di registrazione dei microtremori sono decisamente più tipo attivo. La registrazione sarà analizzata in finestre temporali che variano dai 10 ai 30 secondi. Sono da considerare la lunghezza dello stendimento L e la distanza intergeofonica Δx . Quest'ultima agisce sul segnale come una specie di filtro in frequenza. Supponendo, infatti, che il segnale arrivi da tutte le direzioni, maggiore è la spaziatura, minore sarà la frequenza del segnale utile campionabile e viceversa. Se la frequenza è più bassa aumenta la profondità d'indagine. La fase più delicata è quella del data processing, che consiste nel trattamento dei dati acquisiti con l'obiettivo di stimare la velocità di fase delle onde di Rayleigh (V_r) che sono correlabili con le velocità V_s di propagazione delle onde S ($V_s \approx 1,1 V_r$).

Le varie tecniche di processing trasformano l'informazione registrata nel dominio $x - t$ (spazio tempo), in un dominio dove l'energia associata all'evento è funzione della frequenza e di altre variabili. Tutto questo allo scopo, attraverso lo spettro, di localizzare la densità di energia maggiore, alla quale sono di solito associate le onde di Rayleigh. Con procedura manuale vengono selezionati dei punti sullo spettro, che andranno a formare la curva di dispersione sperimentale. La scelta di questi valori, denominata picking, è condizionata da alcune indicazioni ma è imprescindibile dall'abilità e dall'esperienza dell'interprete anche in base ad altre conoscenze in merito al sito in esame.



Il sampling rate utilizzato è stato di 512 Hz in modo da ottenere un elevato dettaglio del segnale. La durata (lunghezza temporale) del segnale registrato è stato di circa 8 minuti per acquisizione.

Il software utilizzato per l'analisi spettrale è Grilla v.7.0 beta release 2017. Data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei 10 Hz), sono stati utilizzati n° 16 geofoni verticali a 4.5 Hz uniti in un array lineare totalmente digitale (SoilSpy Rosina).

La spaziatura utilizzata tra i geofoni è stata di 2 m e quindi la lunghezza complessiva del profilo è risultata essere di 30 m. Non sono presenti sostanziali variazioni di quota e quindi il sito può essere considerato orizzontale.

Ogni geofono è munito di un digitalizzatore che converte il segnale e lo trasmette al sismografo tramite un'interfaccia USB. Tale sistema permette di avere elevati rapporti di rumore, un perfetto sincronismo e una estrema leggerezza.

Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde Vs è necessario adottare una modellizzazione numerica che può essere rappresentata dalla seguente equazione:

$$\hat{v}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \quad [2.1]$$

- Vs = valore di velocità delle onde di taglio [m/s];
 H = profondità alla quale si desidera stimare Vs [m] (30 m in caso di Vs30);
 hi = spessore dello strato i - esimo [m];
 vi = velocità delle onde Vs all'interno dello strato i - esimo [m/s].

In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano i valori tabulati da Borchardt (1992; 1994) assieme a quelli ottenuti sperimentalmente in diversi ambienti sedimentari da altri autori (Budny, 1984; Ibs von Seht e Wohlenberg, 1999; Delgado et al., 2000 a, b; Parolai et al., 2002; Scherbaum et al., 2003; D'Amico et al., 2004, 2006; Hinzen et al., 2004).

TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate).	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia).	375	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose).	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere).	100	150	200

2.2 Indagine sismica di tipo passivo a stazione singola (H.V.S.R.)

La tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o H.V.S.R., Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non richiede nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la frequenza caratteristica di risonanza del sito che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nel costruire edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito (free field) e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la velocità media delle onde di taglio V_s calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la $V_{s,30}$ e la relativa categoria di sottosuolo come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008;
- la stratigrafia del sottosuolo con un range di indagine compreso tra 0,5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostante per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

- dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s ;
- dal percorso dell'onda dalla sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
- dalla risposta dello strumento.

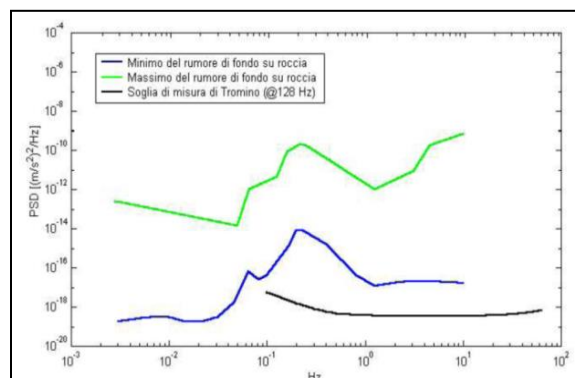
Possiamo scrivere questo come:

$$\text{segnale registrazione al sito } x = \text{sorgente} * \text{effetti di percorso} * \text{funzione trasferimento strumento}$$

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi poiché il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nel tragitto dalla sorgente s al sito x le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione riguardante la sorgente è persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni concernenti il percorso del segnale e, in particolare, relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso

tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSR che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali del sottosuolo; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed S.p.A. modello "Tromino - ENGY PLUS" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra - leggeri e ultra - compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno tre terne velocimetriche con i sensori ortogonali tra loro e con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. Nella figura a fianco si riporta la curva di rumore di "Tromino" a confronto con i modelli standard di rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.



3. CENNI TEORICI DI ANALISI DINAMICA AVANZATA (FLAC 2D - ITASCA, 2016)

Il codice di calcolo FLAC 2D v.8.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) della Itasca (2016) è basato sul metodo delle differenze finite con un procedimento di tipo esplicito. La flessibilità nella modellazione della geometria del problema, la disponibilità di elementi strutturali, l'elevato numero di modelli costitutivi implementati e la possibilità di svilupparne nuovi, rendono FLAC idoneo allo studio di praticamente tutti i problemi riguardanti il comportamento meccanico di mezzi continui (terreni, rocce, ecc.) e di strutture interagenti. Sviluppato inizialmente per le applicazioni di ingegneria geotecnica e ingegneria mineraria in campo statico ha trovato successivamente, con l'introduzione del modulo dinamico, largo impiego anche per la soluzione di problemi di risposta sismica locale. Il codice di calcolo FLAC, anche per i problemi in campo statico, risolve le equazioni di equilibrio dinamico di un mezzo continuo:

$$\rho \cdot \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \sum_j \frac{\partial \tau_{ji}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.10)$$

dove:

- ρ è la densità
- x_i la componente i -esima del vettore posizione
- \dot{u}_i la componente i -esima del vettore velocità
- g_i la componente dell'accelerazione di gravità (forze di volume) lungo la direzione i
- τ_{ji} la generica componente del tensore degli sforzi.

Il comportamento meccanico dei materiali è espresso dalla legge costitutiva:

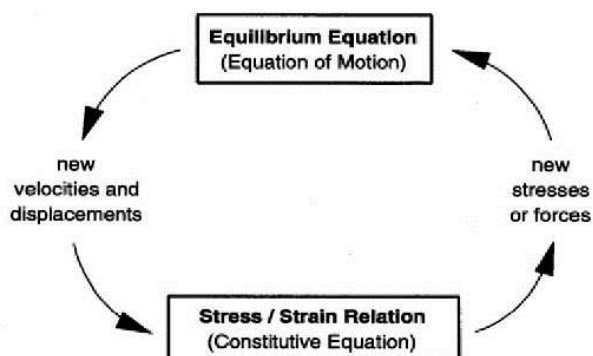
$$\tau_{ji} = M(\tau_{ji}; \dot{\epsilon}_{ij}; k) \quad (3.11)$$

dove k è un parametro che tiene conto della storia di carico, M un funzionale e $\dot{\epsilon}_{ij}$ il tensore velocità di deformazione espresso dalla:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.12)$$

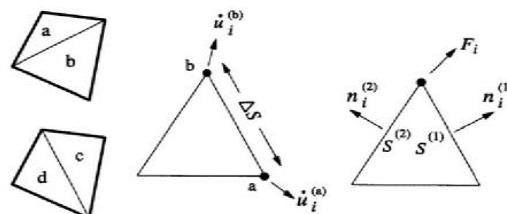
I materiali vengono rappresentati da elementi quadrilateri, o zone, che formano una griglia (mesh) che può essere configurata dall'utente in modo da modellare contatti stratigrafici e morfologie superficiali anche complesse e irregolari. A ciascuna zona si assegnano le proprietà fisiche e meccaniche che ne caratterizzano il comportamento nell'analisi. I vertici di ogni zona costituiscono i nodi della griglia.

I metodi alle differenze finite come quelli agli elementi finiti traducono un sistema di equazioni differenziali come le (3.10) in un sistema di equazioni algebriche. Se i metodi agli elementi finiti hanno come punto centrale la definizione delle funzioni di forma che descrivono la variazione delle grandezze che interessano il problema (tensioni, deformazioni) attraverso ciascun elemento, nei metodi alle differenze finite si prescinde da questa definizione della funzioni di forma, e le equazioni algebriche vengono scritte direttamente in termini di variabili di campo (tensioni, spostamenti) definite nei nodi della mesh. In sintesi, l'algoritmo risolutivo dell'approccio esplicito si articola secondo il ciclo indicato nella seguente figura.



Ad ogni nuovo passo di calcolo (step), vengono risolte le equazioni di equilibrio dinamico, per cui dalle tensioni e dalle forze si ottengono i valori corrispondenti delle velocità di deformazione e degli spostamenti; successivamente dalle velocità di deformazione, attraverso le equazioni dei legami costitutivi, si giunge a valori aggiornati delle tensioni. L'ipotesi base dell'approccio esplicito consiste nel fatto che, durante ciascuna fase, le grandezze vengono ricavate da altre grandezze i cui valori sono assunti costanti durante l'operazione.

Ad esempio, i valori delle velocità di deformazione sono considerati fissi durante l'operazione di calcolo delle tensioni mediante le leggi costitutive; in altre parole, i nuovi valori calcolati delle tensioni non influenzano le velocità.



Questo può apparire poco accettabile dal punto di vista fisico poiché se c'è una variazione di tensione in un punto, questa necessariamente influenza i punti vicini alterandone le velocità di deformazione. Tuttavia se l'intervallo di tempo Δt (timestep) corrispondente al singolo ciclo di calcolo è sufficientemente piccolo, tale alterazione non può propagarsi da un elemento all'altro in tale intervallo. Tale approccio si è dimostrato particolarmente efficiente nella modellazione di problemi non lineari in presenza di grandi deformazioni. Per contro, essendo il Δt richiesto generalmente molto piccolo, sono necessari un gran numero di passi di integrazione cui corrispondono tempi di calcolo molto elevati.

Gli elementi quadrangolari della griglia vengono automaticamente suddivisi dal programma in due set sovrapposti di triangoli a deformazioni costanti. Le equazioni alle differenze finite per ogni triangolo si ottengono dalla forma generalizzata del teorema della divergenza di Gauss:

$$\int_S \mathbf{f} \cdot \hat{\mathbf{n}} \cdot d\mathbf{s} = \int_A \text{div } \mathbf{f} \cdot dA \quad (3.13)$$

in cui:

\mathbf{n} è il versore normale al contorno S del dominio triangolare

f la funzione generica (scalare, vettore o tensore)
 A la superficie del dominio triangolare di contorno S
 ds la lunghezza incrementale lungo il contorno S.

Sostituendo ad f un valore medio del vettore velocità la relazione precedente consente di scrivere:

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_i} \cong \frac{1}{2A} \sum_s (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) n_j \Delta s \quad (3.14)$$

dove (a) e (b) sono due nodi consecutivi sul generico lato del triangolo. Attraverso la (3.12) e la (3.14) è quindi possibile calcolare tutte le componenti del tensore velocità di deformazione. La legge costitutiva è poi utilizzata per calcolare un nuovo valore del tensore delle tensioni. Calcolate le tensioni vengono calcolate le forze equivalenti applicate ai nodi. Le tensioni agiscono in ciascun triangolo come trazioni sui lati del triangolo stesso; ogni trazione è considerata equivalente a due forze agenti sui due nodi all'estremità del lato. Su ogni nodo del triangolo quindi agiscono due forze relative ai due lati convergenti nel nodo stesso:

$$F_i = \frac{1}{2} \tau_{ji} (n_i^{(1)} S^{(1)} + n_i^{(2)} S^{(2)}) \quad (3.15)$$

Infine per ciascun nodo vengono sommate tutte le forze dovute ai triangoli convergenti nel nodo, le forze dovute a eventuali carichi esterni applicati e le forze di volume dovute alla gravità. In tal modo viene determinata la forza nodale netta ΣF_i ; se $\Sigma F_i = 0$ il nodo è in equilibrio altrimenti subirà un'accelerazione espressa dalla seconda legge di Newton, nient'altro che la (3.10) espressa in termini incrementali:

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \left[\sum F_i^{(t)} \right] \frac{\Delta t}{m} \quad (3.16)$$

dove l'apice indica il tempo in corrispondenza del quale è valutata la variabile e m è la massa associata a ciascun nodo pari alla somma di un terzo delle masse dei triangoli convergenti nel nodo. Dalla relazione precedente si determinano nuovi valori della velocità e quindi del tensore velocità di deformazione per un nuovo ciclo.

Come detto, condizione essenziale dell'algoritmo descritto, è che il time step Δt corrispondente al singolo ciclo di calcolo sia sufficientemente piccolo da rendere accettabile l'approssimazione di tensioni e velocità costanti sul singolo step di calcolo. In particolare Δt deve essere inferiore ad un time step critico Δt_{crit} definito dalla:

$$\Delta t_{cr} = \min \left\{ \frac{A}{V_p \Delta x_{max}} \right\} \quad (3.17)$$

dove A è la superficie del sub-elemento triangolare, Δx_{max} la dimensione massima della zona (in genere la diagonale) e V_p la velocità delle onde di compressione. La funzione minimo è presa su tutte le zone. Il timestep critico è tanto più piccolo (e i tempi di calcolo quindi tanto più elevati) quanto più la rigidità del materiale è elevata e quanto più piccolo è l'elemento. Il Δt di calcolo viene determinato internamente da FLAC applicando un coefficiente di sicurezza due al valore fornito dalla (3.17).

Particolare attenzione va posta nella scelta delle dimensioni degli elementi della mesh in quanto queste condizionano in maniera fondamentale l'accuratezza numerica della trasmissione delle onde. In particolare, per un'accurata modellazione viene consigliato di scegliere una altezza degli elementi h

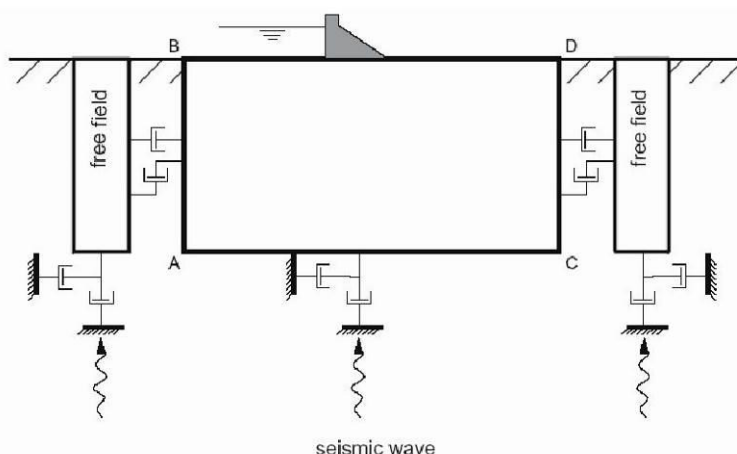


almeno pari ad un valore compreso tra un decimo ed un ottavo della minima lunghezza d'onda di interesse λ_{\min} :

$$h \leq \frac{\lambda_{\min}}{10} \quad (3.18)$$

La λ_{\min} è la lunghezza d'onda che corrisponde alla massima frequenza di interesse ed è legata ad essa dalla velocità di propagazione delle onde di taglio. I metodi alle differenze finite, così come quelli agli elementi finiti, si basano sulla discretizzazione, tramite una mesh di nodi, di una porzione finita dello spazio per cui appropriate condizioni al contorno vanno imposte ai confini artificiali di tale regione. In ogni problema di propagazione di onde sismiche, parte dell'energia si allontana indefinitamente dalla regione di interesse verso il semispazio circostante per fenomeni di diffrazione e riflessione dando luogo ad una "perdita" di energia indicata come smorzamento di radiazione. Al fine di modellare correttamente questo fenomeno, FLAC consente di minimizzare la riflessione delle onde sui contorni della mesh imponendo su questi condizioni di campo libero (free field boundaries) o viscosi (quiet boundaries). La definizione delle condizioni al contorno è strettamente correlata all'applicazione della sollecitazione dinamica, come discusso in seguito.

I contorni free-field consistono sostanzialmente in colonne monodimensionali di larghezza unitaria, situate ai lati del modello, che simulano il comportamento di un mezzo infinitamente esteso (figura seguente).



In pratica, essi riproducono il moto libero del terreno che si avrebbe in assenza della configurazione bidimensionale ed allo stesso tempo impediscono la riflessione ai bordi della mesh delle onde diffratte verso l'esterno. Come illustrato, i singoli nodi dei contorni laterali della griglia principale vengono accoppiati alla griglia free-field attraverso smorzatori viscosi che materialmente assorbono l'energia delle onde incidenti sui contorni, applicando delle forze viscosi proporzionali alla differenza tra il campo di velocità esistente al bordo e quello in condizioni free-field. Prima dell'applicazione delle condizioni free-field durante l'analisi dinamica il modello deve essere in condizioni di equilibrio statico, per cui è necessario eseguire una analisi statica preliminare per determinare lo stato tensionale e deformativo all'interno del modello. All'atto dell'applicazione delle condizioni free-field quindi tutte le variabili di stato determinate dall'equilibrio statico vengono applicate alle colonne monodimensionali ai bordi del modello. I contorni free-field sono di notevole utilità in quanto consentono di evitare l'allontanamento dei confini laterali altrimenti necessario, in assenza di confini assorbenti, per la minimizzazione delle onde riflesse dai contorni.

I contorni quiet sono invece costituiti, secondo la formulazione di Lysmer e Kuhlemeyer (1969), da smorzatori viscosi attaccati alla griglia ed agenti in direzione normale e tangenziale al contorno stesso; essi consentono un pressoché completo assorbimento delle onde di volume che incidono sul contorno. I contorni quiet possono essere applicati su contorni verticali, orizzontali o inclinati. Essi vanno applicati al confine inferiore della mesh per simulare la base elastica mentre ai bordi del modello, come detto, è preferibile l'utilizzo dei contorni free-field.

Le sollecitazioni dinamiche possono essere applicate sia ai bordi della mesh sia ai suoi nodi interni in una delle seguenti forme:

- ✓ storia temporale di accelerazioni
- ✓ storia temporale di velocità
- ✓ storia temporale di tensioni
- ✓ storia temporale di forze.

Nell'applicare la sollecitazione dinamica, bisogna però tenere conto di alcune limitazioni che derivano da particolari incompatibilità tra forme di applicazione dell'input e delle condizioni al contorno. Se, ad esempio, queste sono rappresentate da quiet boundaries (come avviene solitamente per il bordo inferiore della mesh) il loro effetto viene annullato se si applica un accelerogramma o una storia di velocità. In questo caso quindi la base è modellata come rigida cioè perfettamente riflettente dando luogo a irrealistiche sovrastime del moto sismico. Per simulare correttamente una base elastica occorre applicare ai quiet boundaries alla base della mesh una storia temporale di tensioni. A tal fine, un accelerogramma di input deve essere integrato per ottenere una storia temporale di velocità e questa viene infine convertita in tensioni tramite le seguenti relazioni:

$$\sigma_n = 2(\rho V_p) v_n \quad \sigma_s = 2(\rho V_s) v_s \quad (3.19)$$

dove:

ρ è la densità

σ_n , σ_s rispettivamente tensione applicata in direzione normale e tangenziale al contorno

V_p , V_s rispettivamente velocità delle onde di compressione e di taglio del materiale che viene simulato al di sotto del contorno inferiore (costituente la base elastica)

v_n , v_s rispettivamente la velocità di input normale e tangente al contorno.

In definitiva quindi un input costituito da onde SV sarà applicato come una storia temporale di tensioni tangenziali mentre le onde P tramite una storia temporale di tensioni normali al contorno. Entrambe le sollecitazioni sono applicate con incidenza verticale.

La non linearità e le proprietà dissipative dei terreni possono essere modellate in FLAC secondo differenti modalità: attraverso l'adozione di un legame costitutivo propriamente non lineare o, a partire dalla versione 5.0 (Itasca, 2005), tramite semplici modelli di smorzamento isteretico. Le proprietà dissipative possono altresì essere modellate attraverso la formulazione di Rayleigh.

L'adozione di una legge sforzi-deformazione non lineare rappresenta, teoricamente, il modo più efficace per tenere conto della degradazione di rigidità al procedere della deformazione e della dissipazione di energia per isteresi. Questi modelli possono essere accoppiati con modelli di filtrazione per simulare la generazione e dissipazione di eccessi di pressioni neutre e/o fenomeni di liquefazione e consentono inoltre la valutazione delle deformazioni permanenti. Dal punto di vista pratico però spesso i modelli non lineari sono complessi e richiedono la definizione di molti parametri e lunghi processi di calibrazione.

La complessità dei modelli non lineari e la comodità di un utilizzo diretto delle curve G/G_0 - γ e D - γ generalmente fornite dalle prove di laboratorio e dalle correlazioni empiriche ha portato all'introduzione di semplici modelli di smorzamento isteretico (hysteretic damping) nella recente

versione 5.0 del codice. Durante ciascun step di calcolo, in funzione del valore medio del tensore di velocità di deformazione, viene restituito un fattore moltiplicativo da usarsi nel legame costitutivo in modo da correggere il valore del modulo tangente di taglio associato a ciascun elemento. Il modello isteretico implementato utilizza solo curve continue che esprimono la variazione del modulo di taglio con la deformazione tangenziale, quindi i parametri da fornire in input, che definiscono la forma di tali curve, vanno ricavati attraverso regressione dei dati sperimentali. Analisi di calibrazione dello smorzamento isteretico sono necessarie prima di un suo uso nella pratica corrente.

Nel caso di analisi lineari, o per modellare comunque lo smorzamento a basse deformazioni che spesso i legami costitutivi non lineari non riescono a cogliere, si può utilizzare la formulazione di Rayleigh. Essa conduce ad uno smorzamento dipendente dalla frequenza in contrasto con le evidenze sperimentali sul comportamento dei terreni. Il suo impiego richiede pertanto una oculata scelta dei parametri che lo definiscono per limitare la variazione dello smorzamento con la frequenza (Lanzo et al., 2003 e 2004). Lo smorzamento di Rayleigh è stato originariamente formulato per le analisi strutturali ed è espresso in forma matriciale attraverso la definizione di una matrice di smorzamento C proporzionale alla matrice di massa M e a quella di rigidezza K :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (3.20)$$

dove α_R e β_R sono i coefficienti di Rayleigh che hanno dimensione rispettivamente di s^{-1} e s . E' possibile dimostrare (Chopra, 1995) che lo smorzamento ξ_j associato al j -esimo modo di vibrazione del deposito è espresso dalla:

$$\xi_j = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_R}{\omega_j} + \beta_R \omega_j \right) \quad (3.21)$$

dove ω_j è la frequenza circolare relativa al modo j .

I coefficienti di Rayleigh vengono comunemente determinati attraverso due procedure, a seconda che si fissi il valore dello smorzamento modale in corrispondenza di una o due frequenze naturali opportunamente selezionate (dette frequenze di controllo). Il codice FLAC adotta la prima procedura in accordo alla quale i coefficienti di Rayleigh sono espressi dalle:

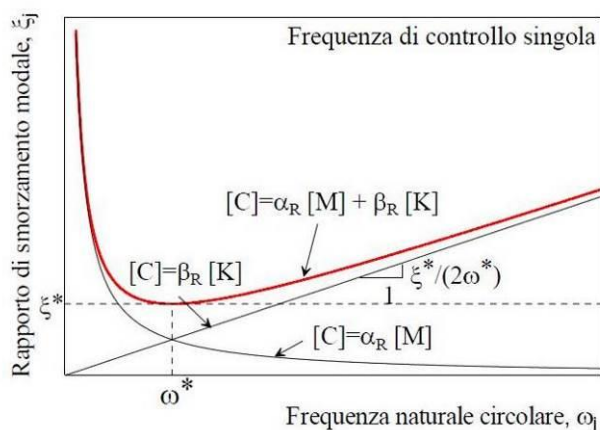
$$\alpha_R = \xi^* \omega^* \quad , \quad \beta_R = \frac{\xi^*}{\omega^*} \quad (3.22)$$

avendo fissato lo smorzamento modale al valore ξ in corrispondenza della singola frequenza ω .

Per ciascun elemento della mesh occorre specificare il rapporto di smorzamento ξ^* del materiale e la frequenza ω^* . A titolo di esempio, nel caso di smorzamento ξ^* e frequenza ω^* costante per tutto il deposito, è possibile dimostrare che un'analisi lineare eseguita con FLAC fornisce gli stessi risultati di un'analisi modale con rapporto di smorzamento modale dell'intero sistema variabile con la frequenza circolare naturale ω_j secondo la:

$$\xi_j = \frac{\xi^*}{2} \left(\frac{\omega^*}{\omega_j} + \frac{\omega_j}{\omega^*} \right) \quad (3.23)$$

riportata nella figura seguente, nella quale si nota come ξ_j assuma un minimo (pari al valore imposto ξ^*) in corrispondenza della frequenza di controllo ω^* mentre sia sovrastimato nel campo dei valori maggiori e minori di ω^*



La formulazione di Rayleigh viene applicata a livello del singolo elemento della mesh per cui, tra i dati di input, occorre specificare per ciascun elemento il valore del rapporto di smorzamento del materiale che lo costituisce ξ^* e la frequenza di controllo ω^* (o meglio il valore f^*). La scelta di f^* è cruciale per fissare il campo di frequenza in corrispondenza del quale lo smorzamento mostra variazioni contenute rispetto a ξ^* . In generale, f^* deve essere scelta nel campo di frequenza significativo per il problema in esame sia in termini di frequenze naturali del sistema che di frequenze predominanti dell'input. In prima approssimazione si può collocare f^* tra la frequenza fondamentale del sistema e la frequenza predominante dell'input (frequenza corrispondente al massimo dello spettro di Fourier o di risposta). Se questi valori sono distanti è comunque opportuno esaminare con analisi parametriche l'influenza sui risultati delle diverse scelte di f^* .

In definitiva occorre quindi fornire in input, per ciascun materiale, i seguenti parametri:

- peso dell'unità di volume
- nel caso di analisi lineari modulo di taglio (G_0) e di elasticità volumetrico (k), o, in alternativa modulo di Young (E) e coefficiente di Poisson (ν); nel caso di analisi non lineari occorre fornire i parametri caratteristici del modello adottato
- rapporto di smorzamento (ξ^*) e frequenza di controllo (f^*) se si adotta la formulazione di Rayleigh.

In uscita il codice offre notevoli potenzialità potendo restituire la storia temporale di tutte le grandezze di interesse: spostamenti, velocità, accelerazioni, deformazioni e tensioni. L'interfaccia grafica consente inoltre di costruire ed esportare grafici delle sopra citate grandezze in funzione della profondità o lungo un generico profilo.

4. EVOLUZIONE NORMATIVA E CENNI DI INGEGNERIA SISMICA

La storia della classificazione sismica Italiana comincia dopo il terribile terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908 (XI grado MCS) che provocò la morte di circa 80.000 persone. In seguito a questo evento ci fu un deciso impegno dello Stato a tradurre in legge le conoscenze scientifiche e tecniche sulle costruzioni sino ad allora maturate. Fu così emanato il Regio decreto n° 193 [1909] nel quale è contenuta la prima classificazione sismica del territorio Italiano. Negli anni a seguire si continuò ad aggiornare la normativa tecnica ampliando la classificazione in base alle zone colpite da eventi sismici. Nel 1962 fu pubblicata la Legge n° 1684, in seguito ai terremoti di Carnia (1956), Valle del Velino (1961) e Irpinia (1962) dove, per la prima volta, si prescrisse l'applicazione delle norme sismiche ai comuni "soggetti a intensi movimenti sismici" e non solo a quelli colpiti dal terremoto. In seguito ai terremoti dei Monti Nebroli (1967), della Valle del Belice (1968) e di Toscana (1971), fu emanata la Legge n° 64 [1974], che costituisce una pietra miliare nel panorama della normativa sismica poiché stabilì che la classificazione sismica dovesse procedere sulla base di comprovate motivazioni tecniche scientifiche. La promulgazione dell'Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/3/2003 e successive modifiche ed integrazioni ha determinato sul panorama nazionale un grande rinnovamento sul fronte della normativa tecnica in

zona sismica, rappresentata fino ad allora dai contenuti del D.M. 16 gennaio 1996. La principale novità introdotta dall'O.P.C.M. n° 3274 è l'abbandono del carattere puramente prescrittivo e convenzionale che caratterizzava le norme tecniche di vecchia concezione, come il D.M. 16/01/1996, per abbracciare un'impostazione puramente prestazionale, in cui gli obiettivi della progettazione e quindi il livello di sicurezza sono esplicitamente dichiarati, a seconda della risposta sismica attesa per la struttura e il sito di costruzione, per un prefissato livello di severità dell'azione sismica.

Le attuali norme tecniche per le costruzioni (N.T.C. D.M. - 14 gennaio 2008) ereditano gran parte dei contenuti dell'O.P.C.M. n° 3274 in merito alla progettazione in zone sismiche; tuttavia rispetto a quest'ultimo documento sono anche stati apportati importanti cambiamenti, di cui forse il più rilevante riguarda la definizione dell'azione sismica.

Per comprendere pienamente il significato della nuova normativa è necessario rifarsi al concetto di risposta sismica locale. Dal punto di vista strettamente fisico, per effetto di sito (risposta sismica locale) s'intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S).

Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze che corrispondono alle frequenze naturali f_n di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1 / T_n = (V_s \cdot (2n - 1)) / (4 \cdot H) \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \quad [3.1]$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f_1 = 1 / T_1 = V_s / 4H \quad [3.2]$$

E' quindi necessario porre estrema attenzione a fenomeni di "doppia risonanza", cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero gravose.

Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

$$\text{freq. naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani.} \quad [3.3]$$

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$\text{freq. naturale edificio} \approx \text{freq. fondamentale di risonanza del sito} \quad [3.4]$$

ad essere particolarmente pericolosa, poiché da luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.

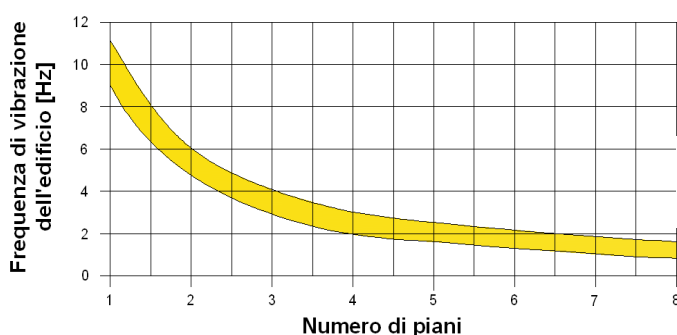


Figura - Frequenza di vibrazione degli edifici rapportata al numero di piani.

5. ANALISI SISMICA DI SITO E DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

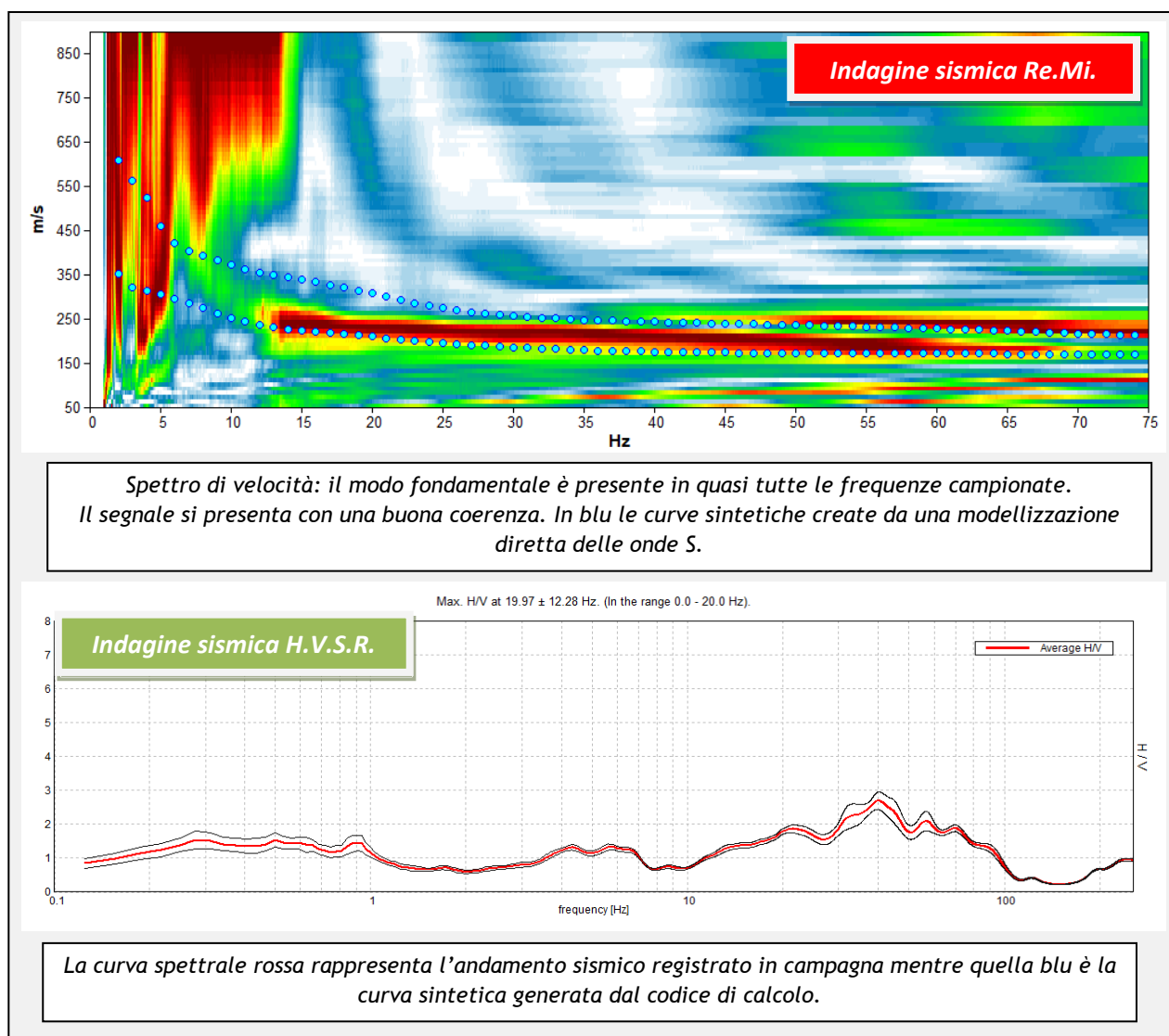
5.1 Risultati ottenuti dalle indagini sismiche effettuate

L'utilizzo incrociato delle varie tecniche sismiche utilizzate ha permesso di ottenere un modello sismo-stratigrafico del sottosuolo robusto e affidabile in corrispondenza della zona d'interesse.

L'indagine Re.Mi. ha individuato le discontinuità sismiche superficiali e stimato le velocità di propagazione delle onde S mentre la prospezione passiva a stazione singola (H.V.S.R.), tramite inversione congiunta, ha stimato il grado di rigidità della copertura profonda e le *bedrock* geofisico. Inoltre, la misura H.V.S.R. ha determinato le frequenze di risonanza di sito cioè i valori di frequenza attesi in superficie in occasione di evento sismico.

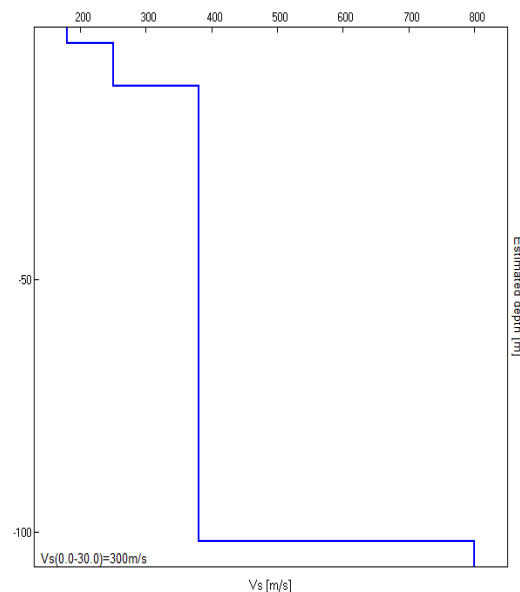
L'attendibilità del modello sismo-stratigrafico desunto è da considerarsi elevata poiché la coerenza del segnale è buona e lo spettro di velocità è ben definito per tutte le frequenze campionate. Il programma di elaborazione utilizzato permette di considerare non solo il modo fondamentale ma, una volta individuati, anche i modi superiori per vincolare con maggior attendibilità la ricostruzione del sottosuolo.

5.2 Indagine sismica passiva in *array* (Re.Mi.) con inversione congiunta all'H.V.S.R.



La ricostruzione sismo - stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di una copertura poco addensata caratterizzata da una V_s di ≈ 180 m/s; per valori di profondità maggiori il grado di rigidità diventa più elevato ($V_s \approx 250 - 380$ m/s - materiale granulare addensato o roccia fratturata alterata; vedi *modello sismo-stratigrafico interpretativo* riportati a seguire).

L'ammasso roccioso compatto o quel materiale che, dal punto di vista sismico, si comporta come un *bedrock geofisico* ($V_s \approx 800$ m/s) è stato localizzato ad una profondità di ≈ 112 m dal p.c. locale.



Indagine sismica Re.Mi. congiunta all'H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	180	3,2	0,0 - 3,2
II SISMOSTRATO	250	8,5	3,2 - ≈ 12
III SISMOSTRATO	380	90	≈ 12 - ≈ 112
IV SISMOSTRATO	800	Semisp.	≈ 112 - Semisp.

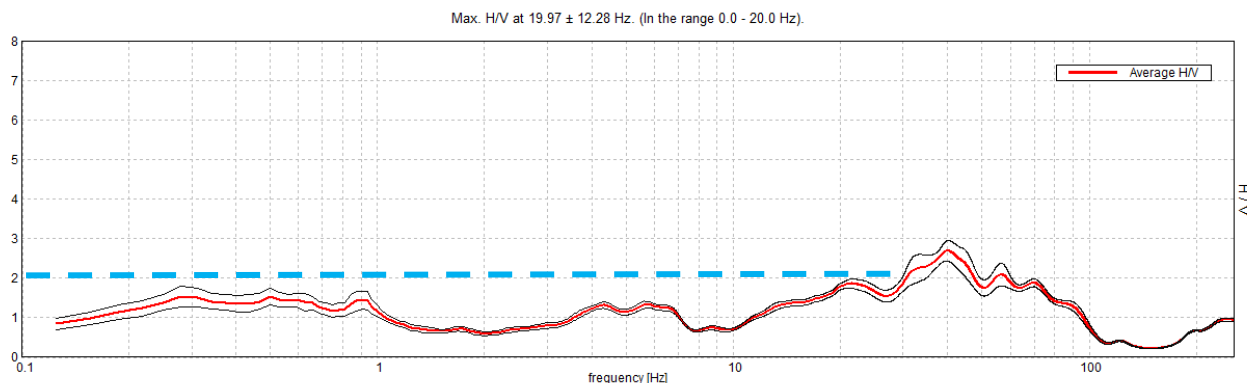
5.3 Indagine sismica passiva a stazione singola (H.V.S.R.)

Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare i valori di picco, dello spettro di risposta HVSR, con le frequenze fondamentali di risonanza di sito.

Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

E' ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l'ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio.

Si ritiene importante segnalare che i rapporti H/V registrati sono tali da ipotizzare l'assenza di un contrasto sismico nel sottosuolo tale da generare elevate amplificazioni del moto sismico atteso in superficie. Si ricorda che, in base al progetto [SESAME](#) che di fatto fornisce le linee guida per misure sismiche HVSR, il rapporto sotto il quale non si devono considerare le amplificazioni sismiche dovute ad effetti locali è fissato a 2 (linea tratteggiata nel grafico sotto riportato).



Rapporto spettrale H/V misurato. In rosso è indicato l'HV medio mentre in nero l'intervallo di confidenza al 95%.

5.4 Categoria di sottosuolo di fondazione secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento. Per definire tali categorie, il D.M. 14/01/08 prevede, in questo caso, il calcolo del parametro $V_{s,30}$, ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_s entro 30 m di profondità dal piano di posa delle fondazioni o dalla testa dei pali.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Esistono poi due categorie speciali di sottosuolo, che sono quelle denominate dalle sigle S1 e S2, per le quali le NTC08 richiedono che l'azione sismica sia definita tramite il ricorso a studi speciali. Per queste categorie di sottosuolo non è quindi possibile utilizzare l'approccio semplificato basato sul coefficiente di amplificazione stratigrafica.

S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < cu_{,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Dalle indagini sismiche effettuate è possibile calcolare la velocità media di propagazione delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 14/01/2008*). A seguire si riportano i valori di $V_{s,30}$ ipotizzando varie profondità delle fondazioni o della testa dei pali:

Profondità piano di posa delle fondazioni	$V_{s,30}$	Categoria di Sottosuolo
0 m dal p.c.	$V_s(0 - 30) \approx 300$ m/s	Categoria C
1 m dal p.c.	$V_s(1 - 31) \approx 309$ m/s	Categoria C
2 m dal p.c.	$V_s(2 - 32) \approx 319$ m/s	Categoria C
3 m dal p.c.	$V_s(3 - 33) \approx 329$ m/s	Categoria C

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si dovrebbe prevedere l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria di Sottosuolo denominate C**, così definita:

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)

Tuttavia, viste le norme dello Studio Geologico allegato al PGT, si è condotto uno studio approfondito di risposta sismica locale (RSL - Livello 3), i cui contenuti e risultati sono riportati nel capitolo successivo.

CATEGORIA TOPOGRAFICA E COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA ST

L'area in esame è modellizzabile nella **Categoria T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ - cfr. Tabella 3.2.IV del par. 3.2.2 delle NTC); il coefficiente di amplificazione topografica ST si può quindi assumere pari ad 1,0 come indicato nella Tabella 3.2.VI del paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC.

6. MODELLIZZAZIONE NUMERICA AVANZATA

Come anticipato nelle premesse, è stato effettuato uno studio di risposta sismica locale (livello 3 di approfondimento) tramite una modellazione numerica avanzata in modalità dinamica. Nel rispetto della normativa vigente - *D.G.R. n. X/5001 del 30/03/2016* - sono state effettuate due modellazioni numeriche assegnando una severità dell'azione sismica con la probabilità di superamento, P , e con il periodo di ritorno, T_r , relativi agli stati limite considerati. In particolare, è stata considerata una vita nominale della costruzione (V_n) di 50 anni, un coefficiente d'uso (C_u) pari a II e quindi una vita di riferimento $V_r = 50$ anni. A partire da queste indicazioni si è determinato un periodo di ritorno dell'azione sismica di 475 anni corrispondenti allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), ed un periodo di ritorno di 50 anni per lo stato limite ultimo del danno (SLD).

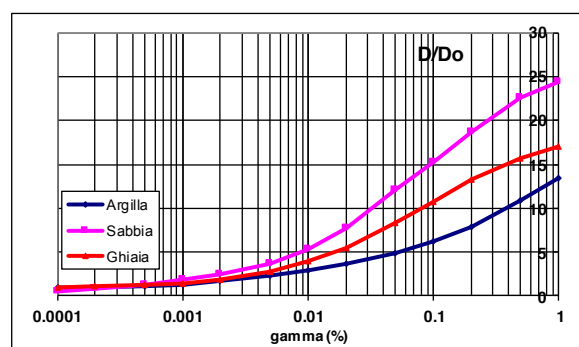
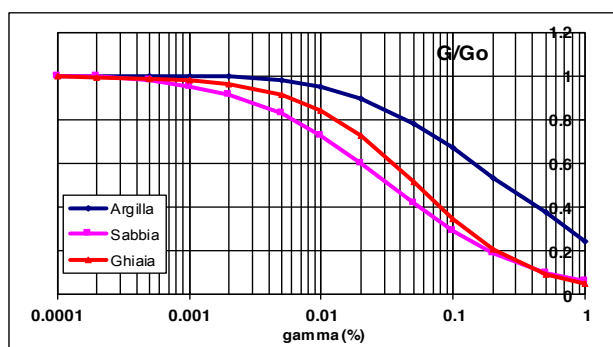
Gli *input* sismici utilizzati sono rappresentati da due settuple di storie accelerometriche applicate alla base del modello per ogni stato limite considerato e riferite agli spettri di normativa calcolati per il sito in esame, considerando un sottosuolo di roccia affiorante (classe A) con topografia sub-orizzontale (T1) e correttamente deconvoluto (v. Dynamic Analysis della ITASCA, 2016).

In particolare, gli accelerogrammi sono stati ricavati tramite l'utilizzo del software REXEL - *computer aided record selection for code-based seismic structural analysis*.

Nella modellazione numerica, condotta a partire dal piano di posa delle fondazioni, è stata utilizzata la sismo - stratigrafia e i valori di rigidità ricavati dalle indagini geofisiche eseguite e precedentemente descritte. Il modello geometrico è stato discretizzato con una maglia ad elementi quadrangolari, le dimensioni dei quali sono state stabilite in funzione delle lunghezze d'onda minime caratterizzanti il fenomeno di propagazione sismica, determinabili con la relazione di Kuhlemeyer & Lysmer ($h_{max} < V_s / 10 * f_{max}$) in funzione delle velocità delle onde di taglio nei diversi terreni del modello e della frequenza massima di interesse dei segnali accelerometrici selezionati ($f_{max}=10$ Hz).

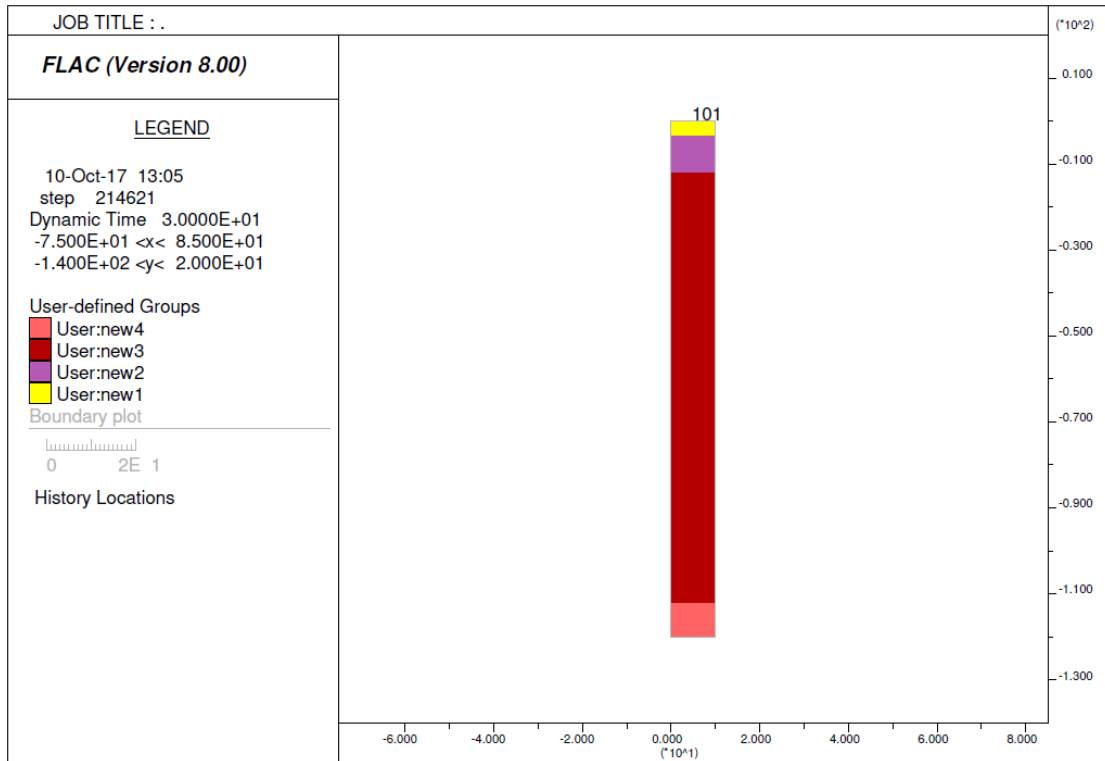
Lungo le frontiere laterali sono stati introdotti particolari elementi assorbenti (*free-field boundaries*), che, oltre ad evitare la riflessione delle onde in maniera analoga agli smorzatori viscosi introdotti da Lysmer & Kuhlemeyer (1969), forzano i nodi delle frontiere laterali a riprodurre il moto di *free-field*, essenziali per le analisi di risposta sismica locale 1D.

Per limitare la riflessione delle onde in corrispondenza della frontiera inferiore del modello sono stati utilizzati degli smorzatori viscosi (*quiet boundaries*) mentre le proprietà dissipative dei materiali sono state ottenute attraverso lo smorzamento isteretico per i materiali più superficiali tramite le curve di degrado G/G_0 e D/D_0 indicate negli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" del 2008 e sotto riportate.

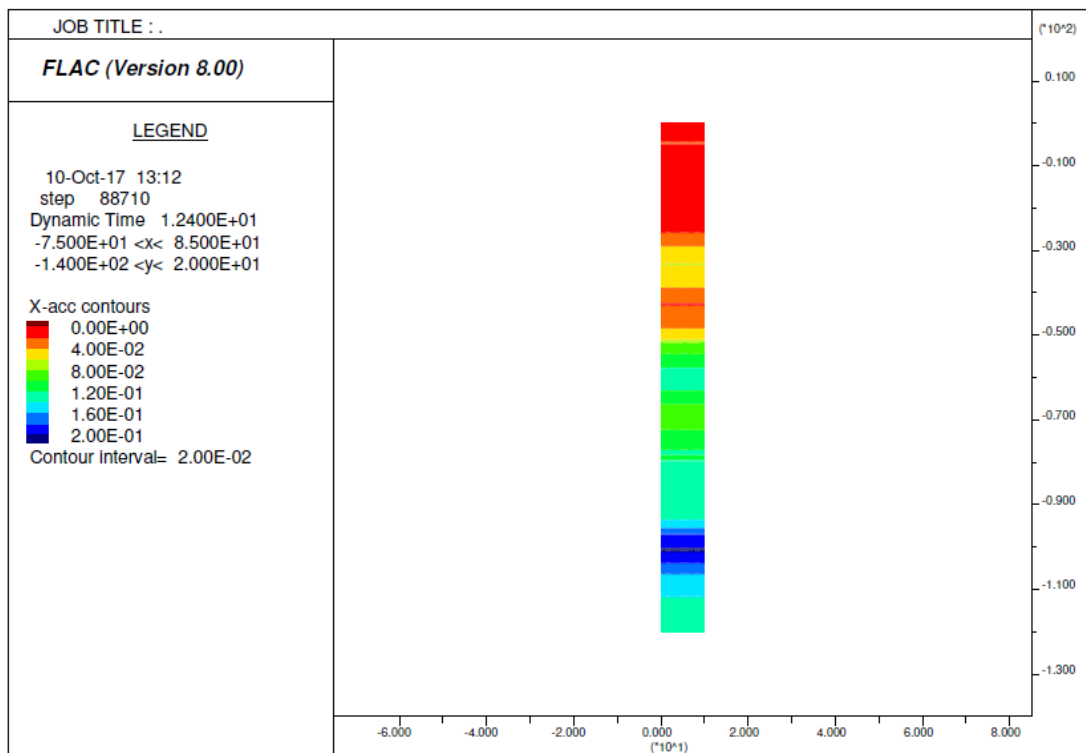


Le *history* (storie temporali) ricavate al tetto del modello rappresentano le storie accelerometriche orizzontali attese nel sito d'indagine. Le n°7 *history* ottenute sono state successivamente plottate in uno spettro di risposta elastico e mediate in una curva rappresentativa (*Step n.1*), confrontabile con gli spettri di normativa provenienti dall'approccio semplificato (*Step n.2*). A seguire viene proposto il modello sismo-stratigrafico impiegato per le simulazioni numeriche.

Inoltre, viene illustrato il modello ottenuto durante le analisi condotte per lo stato limite del danno (SLD) in termini di "*X-acc contours*" e "*X-displacement contours*" nell'istante in cui l'accelerogramma n°7 ha raggiunto il suo massimo valore.

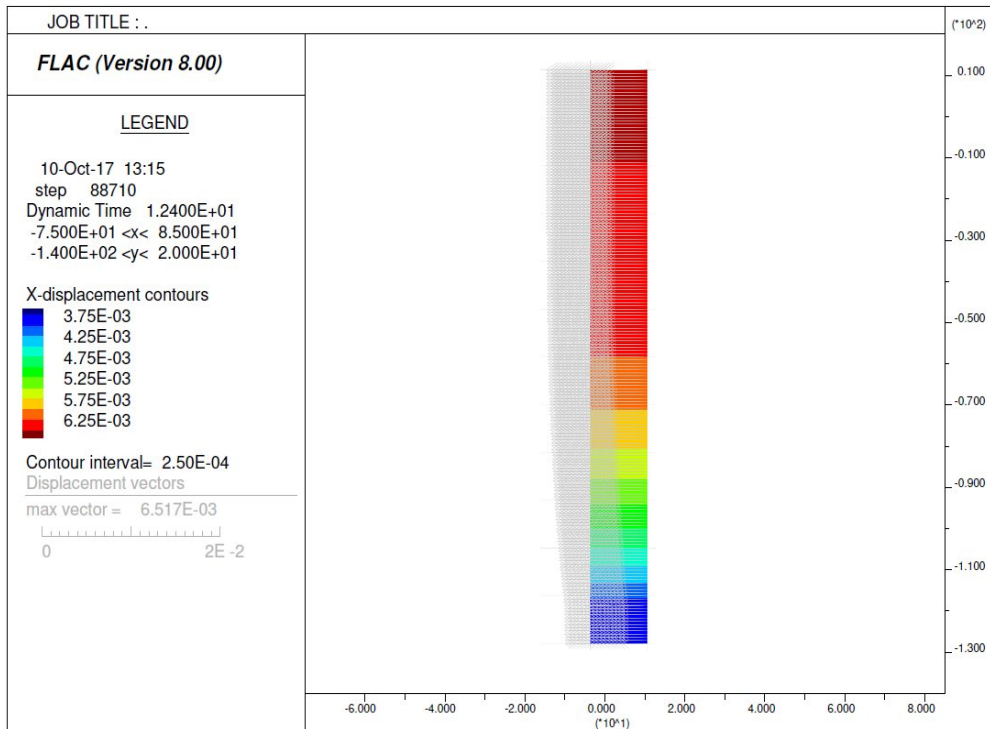


Modello sismo - stratigrafico utilizzato per lo studio di RSL



"X-acc contours" - nell'istante in cui l'acc7 raggiunge il suo massimo valore

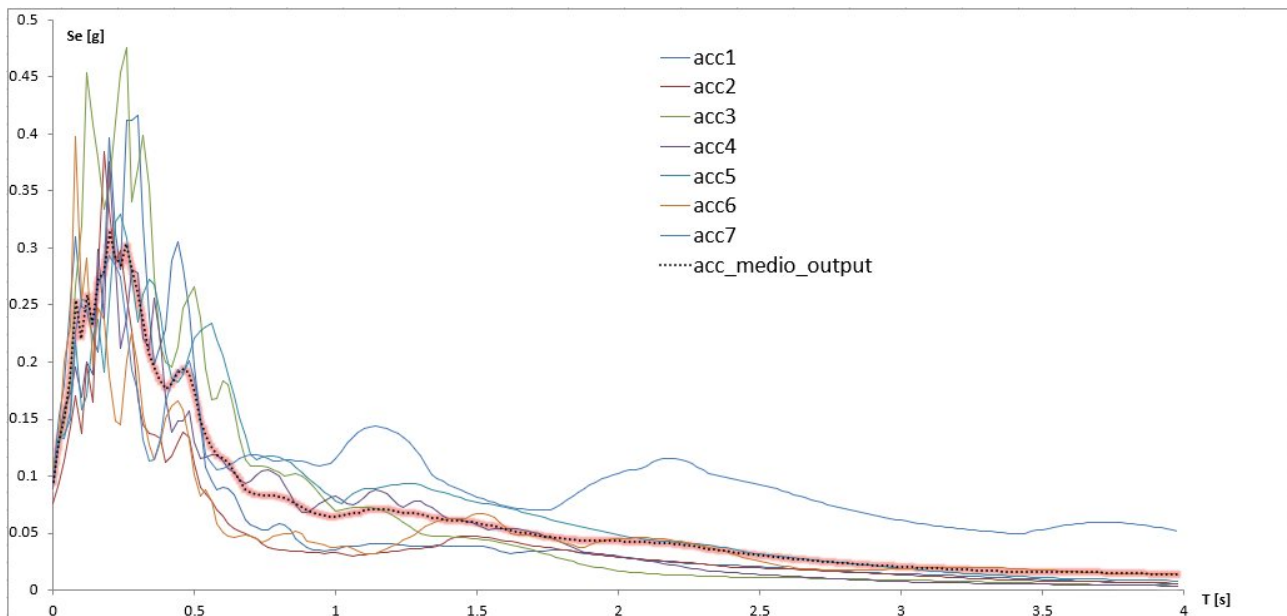




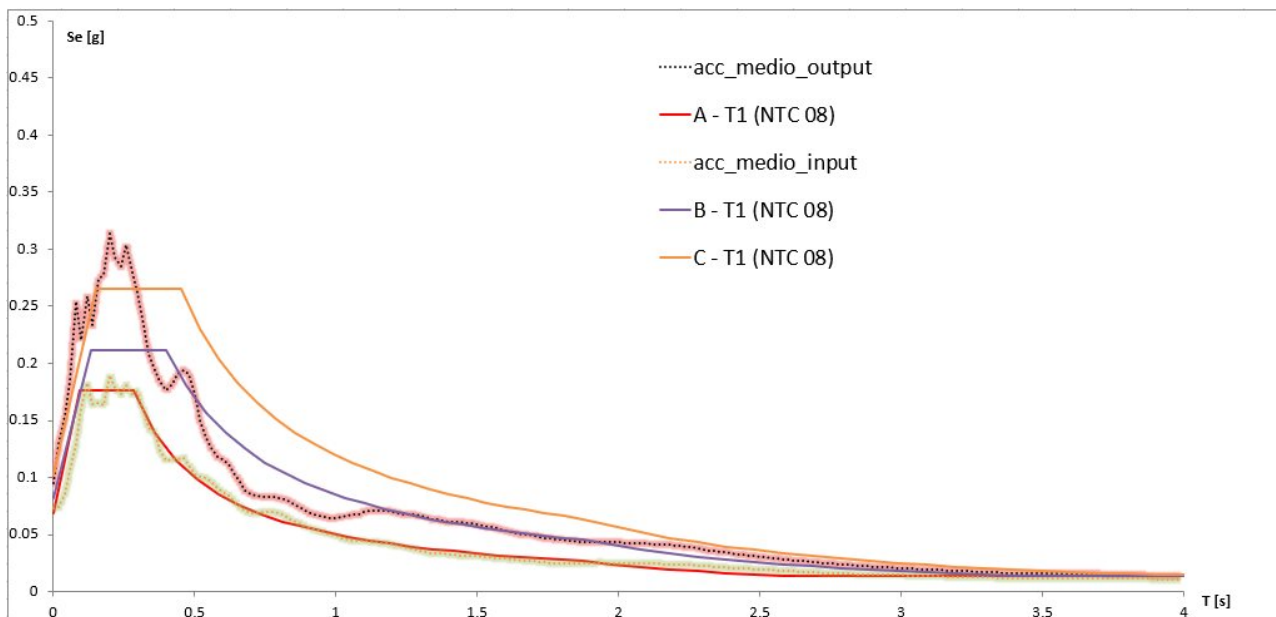
“X-displacement contours” - nell’istante in cui l’acc 7 raggiunge il suo massimo valore

ANALISI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

Step n.1: le linee acc1, acc2, acc3, acc4, acc5, acc6 e acc7 rappresentano gli spettri di risposta elastica calcolati in superficie (tetto del modello) per ogni evento sismico modellizzato. La media di questi è rappresentata dalla linea nera (acc_medio; v. Allegato).



Step n.2: lo spettro di risposta medio viene confrontato con quelli derivanti dalla procedura semplificata di risposta sismica locale e identificabile nelle categorie di sottosuolo.



Dalla ricostruzione del quadro sismico-stratigrafico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si dovrebbe prevedere l'inserimento del sito d'indagine nella Categoria di Sottosuolo denominate C.

Tuttavia, viste le norme dello Studio Geologico allegato al PGT si è ritenuto opportuno condurre uno studio di risposta sismica locale (Livello 3) con un periodo di ritorno dell'azione sismica di 475 anni corrispondenti allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) i cui risultati sono rappresentati nei grafici precedenti.

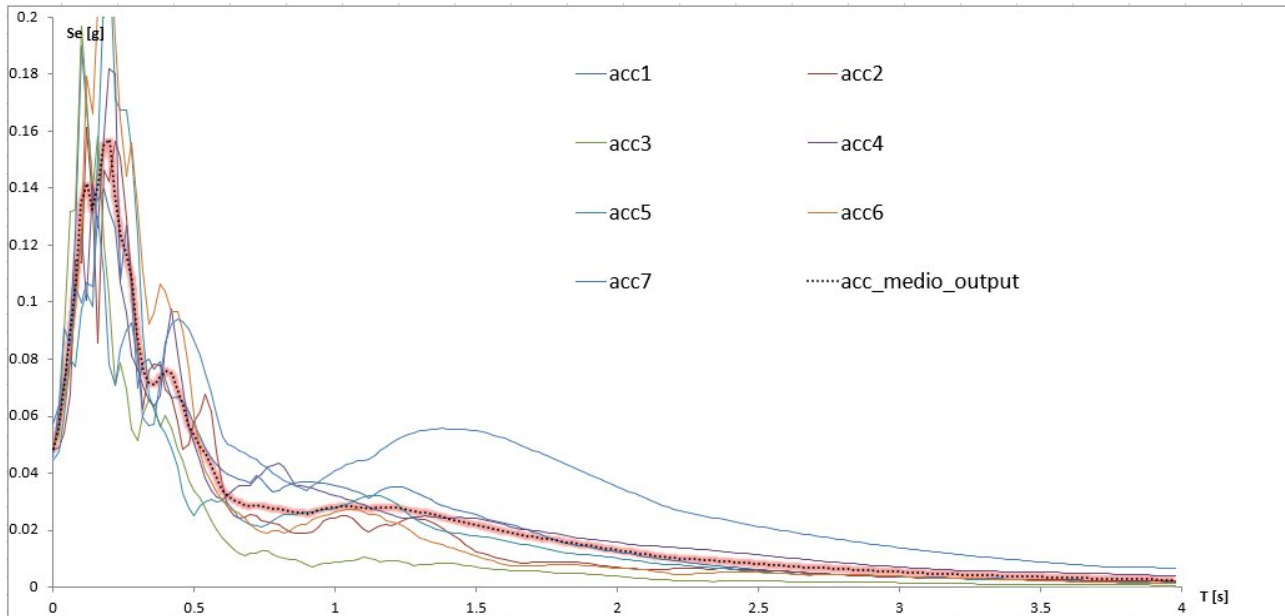
Lo spettro di risposta elastico ottenuto dallo studio di RSL presenta valori massimi di a_g compresi tra 0,25 - 0,31 g nell'intervallo 0,08s e 0,26s.

Dal grafico sopra riportato, si può osservare che la Categoria di Sottosuolo C unita alla Categoria Topografica T1 modella correttamente la risposta sismica locale solo per periodi compresi tra 0,0 - 0,15s; per periodi superiori, infatti, tale spettro da approccio semplificato sottostima, se pur marginalmente, l'input sismico ottenuto dalla modellazione numerica, risultando pertanto, inappropriato per la quantificazione della spinta sismica da utilizzare in fase di progettazione.

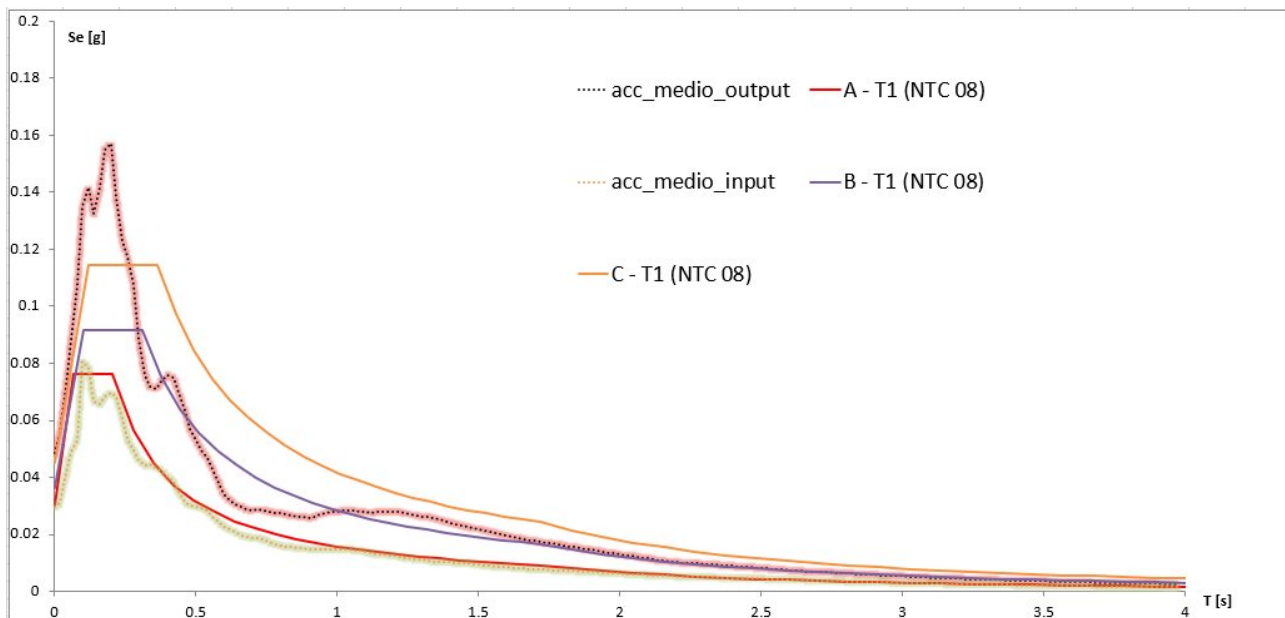
Al contrario, per periodi maggiori di circa 0,4 secondi, la Categoria C - T1 sovrastima lo spettro di risposta elastico modellato. In tale intervallo, è la Categoria di Sottosuolo B unita alla Categoria Topografica T1 che riesce a modellare perfettamente la risposta sismica locale.

ANALISI ALLO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

Step n.1: le linee acc1, acc2, acc3, acc4, acc5, acc6 e acc7 rappresentano gli spettri di risposta elastica calcolati in superficie (tetto del modello) per ogni evento sismico modellizzato. La media di questi è rappresentata dalla linea nera (acc_medio; v. Allegato).



Step n.2: lo spettro di risposta medio viene confrontato con quelli derivanti dalla procedura semplificata di risposta sismica locale e identificabile nelle categorie di sottosuolo.



Dalla ricostruzione del quadro sismico-stratigrafico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si dovrebbe prevedere l'inserimento del sito d'indagine nella Categoria di Sottosuolo denominate C.

Tuttavia, viste le norme dello Studio Geologico allegato al PGT si è ritenuto opportuno condurre uno studio di risposta sismica locale (Livello 3) con un periodo di ritorno dell'azione sismica di 50 anni corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) i cui risultati sono rappresentati nei grafici precedenti.

Lo spettro di risposta elastico ottenuto dallo studio di RSL presenta valori massimi di a_g compresi tra 0,12 - 0,16 ag/g nell'intervallo 0,01s e 0,24s.

Dal grafico sopra riportato, si può osservare che la Categoria di Sottosuolo C unita alla Categoria Topografica T1 modella correttamente la risposta sismica locale solo per periodi compresi tra 0,0 - 0,12s; per periodi superiori, infatti, tale spettro da approccio semplificato sottostima l'input sismico ottenuto dalla modellazione numerica, risultando pertanto, inappropriato per la quantificazione della spinta sismica da utilizzare in fase di progettazione.

Al contrario, per periodi maggiori di circa 0,3 secondi, la Categoria C - T1 sovrastima lo spettro di risposta elastico modellato. In tale intervallo, è la Categoria di Sottosuolo B unita alla Categoria Topografica T1 che riesce a modellare perfettamente la risposta sismica locale.




Dai risultati ottenuti, si auspica l'utilizzo degli spettri di risposta elastici calcolati tramite le modellazioni numeriche precedentemente descritte, poiché riescono a quantificare correttamente la spinta sismica da utilizzare in fase di progettazione.

Resta di stretta competenza del Sig. Progettista la scelta definitiva dell'input sismico da adottare per i calcoli strutturali, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

Si ricorda che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione. Infine, i profili di V_s ricavati con questa metodologia, come tutti i metodi indiretti, non presentano una soluzione univoca e quindi più modelli possono fornire curve sintetiche simili tra loro.

Monteviale, ottobre 2017

ALLEGATO

-  Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con T_r 475 anni e smorzamento 5% (SLV)
-  Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con T_r 50 anni e smorzamento 5% (SLD)
-  Indagine sismica Re.Mi e H.V.S.R.

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- ✓ Aki K., 1964. A note on the use of microseisms in determining the shallow structures of the earth's crust, *Geophysics*, 29, p. 665 - 666.
- ✓ Arai H. e Tokimatsu K., 2004. S-Wave Velocity Profiling by Inversion of Microtremor H/V Spectrum, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 94, p. 53 - 63.
- ✓ Castellaro S., Mulargia F. Bianconi L., 2005. Stratigrafia sismica passiva: una nuova tecnica accurata, rapida ed economica, *Geologia Tecnica Regionale*, vol. 3.
- ✓ D'Amico V., Picozzi M., Albarello D., Naso G. e Tropenscovino S., 2004. Quick estimates of soft sediments thicknesses from ambient noise horizontal to vertical spectral ratios: a case study in southern Italy, *J. Eartq. Eng.*, 8, p. 895 - 908.
- ✓ Dal Moro G., 2008b, Rapporto sulla campagna Vs30 in Friuli Venezia Giulia, Dipartimento di Scienze Geologiche Ambientali e Marine, Università di Trieste.
- ✓ Dal Moro G & Pipan M., 2007, Joint Inversion of Surface Wave Dispersion Curve and Reflection Travel Times via Multi-Objective Evolutionary Algorithms, *J. Appl. Geophysics*, 61, 56-81.
- ✓ Gallipoli R., La Penna V., Lorenzo P. et al., 2000. Comparison of geological and geophysical prospecting techniques in the study of a landslide in southern Italy, *European J. Environm. and Eng. Geophys.*, 4, p. 117 - 128.
- ✓ Ibs-von Seht M. e Wohlenberg J., 1999. Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments, *Bull. Seismol. Soc. America*, 89, p. 250 - 290.
- ✓ Ivanov, J., Miller, R.D., Xia, J., Steeples, D., and Parck, C.B., 2006, Joint Analysis of Refractions with Surface Waves. An Inverse Refraction-Traveltime Solution: *Geophysics*, 71, R131-R138.
- ✓ ITASCA (2011) - FLAC 2D v 7.00.413 - *Fast Lagrangian Analysis of Continua* - Version 5.0. User's Guide, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- ✓ Mucciarelli M. e Gallipoli M.R., 2001. A critical review of 10 Years of microtremor HVSr technique, *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 42, P. 255 - 266.
- ✓ Mucciarelli M. e Gallipoli M.R., 2006. Comparison between Vs30 and other estimates of site amplification in Italy, *Conf. Eartq. Eng. And Seismol.*, Ginevra, 3-8 Sept. no 270.
- ✓ Mulargia F., Castellaro S., Rossi P.L., 2007. Effetti di sito e Vs30: una risposta alla normativa antisismica", *Il geologo - Ordine dei Geologi Regione Emilia Romagna*.
- ✓ Nakamura Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimates of subsurface using microtremor on the round surface, *QR of RTRI*, 30, p. 25 - 30.
- ✓ Roth M. & Holliger K- 1999. Inversion of Sourcegenerated noise in high-resolution seismic data. *The Leading Edge*, 18, 1402-1406.
[SESAME Project: "Site Effects Assessment Using Ambient Excitations"](#), 2005.

ALLEGATO - Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con T_r 475 anni e smorzamento 5% (SLV)

T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]
0	0.094728	1.04	0.168882	2.08	0.066082	3.12	0.019027
0.02	0.129513	1.06	0.162525	2.10	0.067209	3.14	0.018817
0.04	0.153013	1.08	0.157004	2.12	0.068186	3.16	0.018599
0.06	0.184154	1.10	0.153512	2.14	0.069484	3.18	0.018374
0.08	0.254764	1.12	0.151348	2.16	0.070614	3.20	0.018152
0.10	0.220361	1.14	0.14942	2.18	0.071107	3.22	0.017932
0.12	0.25911	1.16	0.148133	2.20	0.071264	3.24	0.017721
0.14	0.23386	1.18	0.146948	2.22	0.070895	3.26	0.017507
0.16	0.273793	1.20	0.146262	2.24	0.070037	3.28	0.01729
0.18	0.277266	1.22	0.144938	2.26	0.069009	3.30	0.017071
0.20	0.313144	1.24	0.142918	2.28	0.068166	3.32	0.01685
0.22	0.293079	1.26	0.140324	2.30	0.068087	3.34	0.016626
0.24	0.284742	1.28	0.137445	2.32	0.067462	3.36	0.016405
0.26	0.303497	1.30	0.135065	2.34	0.06641	3.38	0.016186
0.28	0.279269	1.32	0.133232	2.36	0.064922	3.40	0.015985
0.30	0.262338	1.34	0.131414	2.38	0.063402	3.42	0.015818
0.32	0.233074	1.36	0.130387	2.40	0.062767	3.44	0.015795
0.34	0.208029	1.38	0.128777	2.42	0.062056	3.46	0.01582
0.36	0.19447	1.40	0.126599	2.44	0.061538	3.48	0.015836
0.38	0.183691	1.42	0.124986	2.46	0.061198	3.50	0.015843
0.40	0.176169	1.44	0.123896	2.48	0.060735	3.52	0.015845
0.42	0.181435	1.46	0.12304	2.50	0.060107	3.54	0.015849
0.44	0.191131	1.48	0.122072	2.52	0.059698	3.56	0.015849
0.46	0.193663	1.50	0.12066	2.54	0.059149	3.58	0.015839
0.48	0.190785	1.52	0.118825	2.56	0.058262	3.60	0.015822
0.50	0.172809	1.54	0.116779	2.58	0.057132	3.62	0.015794
0.52	0.150443	1.56	0.114755	2.60	0.05612	3.64	0.015749
0.54	0.134477	1.58	0.113459	2.62	0.054777	3.66	0.015687
0.56	0.126289	1.60	0.112021	2.64	0.053246	3.68	0.01561
0.58	0.118347	1.62	0.110576	2.66	0.051789	3.70	0.015516
0.60	0.116253	1.64	0.109382	2.68	0.051021	3.72	0.01542
0.62	0.111429	1.66	0.108025	2.70	0.050401	3.74	0.01533
0.64	0.103737	1.68	0.106544	2.72	0.049673	3.76	0.015221
0.66	0.095771	1.70	0.105515	2.74	0.048926	3.78	0.015093
0.68	0.088314	1.72	0.104855	2.76	0.048085	3.80	0.014951
0.70	0.08476	1.74	0.104073	2.78	0.047241	3.82	0.014793
0.72	0.083909	1.76	0.103186	2.80	0.046489	3.84	0.014619
0.74	0.083299	1.78	0.102145	2.82	0.045942	3.86	0.014445
0.76	0.082869	1.80	0.101139	2.84	0.045481	3.88	0.014285
0.78	0.08291	1.82	0.099977	2.86	0.044941	3.90	0.014108
0.80	0.082127	1.84	0.098947	2.88	0.044348	3.92	0.013932
0.82	0.080428	1.86	0.097844	2.90	0.043725	3.94	0.013742
0.84	0.07822	1.88	0.096604	2.92	0.043294	3.96	0.013546
0.86	0.075647	1.90	0.095256	2.94	0.043367	3.98	0.013341
0.88	0.07288	1.92	0.093819	2.96	0.043431		
0.9	0.069901	1.94	0.092285	2.98	0.043451		
0.92	0.068144	1.96	0.090684	3.00	0.04338		
0.94	0.066908	1.98	0.089086	3.02	0.043206		
0.96	0.06554	2.00	0.087512	3.04	0.042946		
0.98	0.064751	2.02	0.085878	3.06	0.042656		
1.00	0.064499	2.04	0.084213	3.08	0.042392		
1.02	0.065141	2.06	0.082538	3.10	0.042159		

ALLEGATO - Spettro di risposta elastico medio da modellazione numerica con Tr 50 anni e smorzamento 5% (SLD)

T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]
0	0.0488	1.04	0.02845	2.08	0.011772	3.12	0.004735
0.02	0.055733	1.06	0.028359	2.10	0.011503	3.14	0.004663
0.04	0.071816	1.08	0.028124	2.12	0.011238	3.16	0.004593
0.06	0.088204	1.10	0.027742	2.14	0.010973	3.18	0.004521
0.08	0.107588	1.12	0.027441	2.16	0.01073	3.20	0.004449
0.10	0.135253	1.14	0.02773	2.18	0.010492	3.22	0.004375
0.12	0.141511	1.16	0.027987	2.20	0.010275	3.24	0.004303
0.14	0.132455	1.18	0.028031	2.22	0.0101	3.26	0.004244
0.16	0.141699	1.20	0.027862	2.24	0.009978	3.28	0.004187
0.18	0.154867	1.22	0.027834	2.26	0.009848	3.30	0.004129
0.20	0.157202	1.24	0.027616	2.28	0.00971	3.32	0.004072
0.22	0.138376	1.26	0.027212	2.30	0.009577	3.34	0.004016
0.24	0.122641	1.28	0.026729	2.32	0.009435	3.36	0.003959
0.26	0.117732	1.30	0.026321	2.34	0.009309	3.38	0.003904
0.28	0.107546	1.32	0.025983	2.36	0.009198	3.40	0.003847
0.30	0.088413	1.34	0.025539	2.38	0.009074	3.42	0.003791
0.32	0.076021	1.36	0.025147	2.40	0.008939	3.44	0.003733
0.34	0.071937	1.38	0.024661	2.42	0.008794	3.46	0.003675
0.36	0.071098	1.40	0.024174	2.44	0.008645	3.48	0.003615
0.38	0.073753	1.42	0.023757	2.46	0.0085	3.50	0.003562
0.40	0.075647	1.44	0.023306	2.48	0.008355	3.52	0.00351
0.42	0.074864	1.46	0.022793	2.50	0.008203	3.54	0.003459
0.44	0.069741	1.48	0.022277	2.52	0.00807	3.56	0.003408
0.46	0.063464	1.50	0.02176	2.54	0.007931	3.58	0.003355
0.48	0.057139	1.52	0.021333	2.56	0.007788	3.60	0.003302
0.50	0.053094	1.54	0.020874	2.58	0.007641	3.62	0.003249
0.52	0.04951	1.56	0.020422	2.60	0.007493	3.64	0.003195
0.54	0.046876	1.58	0.019978	2.62	0.007341	3.66	0.003146
0.56	0.042827	1.60	0.019513	2.64	0.007188	3.68	0.003096
0.58	0.038085	1.62	0.019062	2.66	0.007035	3.70	0.003046
0.60	0.034053	1.64	0.01863	2.68	0.006889	3.72	0.002996
0.62	0.03184	1.66	0.018256	2.70	0.006796	3.74	0.002957
0.64	0.030608	1.68	0.017938	2.72	0.006727	3.76	0.002923
0.66	0.029629	1.70	0.017662	2.74	0.006652	3.78	0.002889
0.68	0.028911	1.72	0.017391	2.76	0.006566	3.80	0.002855
0.70	0.028505	1.74	0.017084	2.78	0.006479	3.82	0.002821
0.72	0.028746	1.76	0.016738	2.80	0.006386	3.84	0.002786
0.74	0.028179	1.78	0.016354	2.82	0.006286	3.86	0.002752
0.76	0.027951	1.80	0.01598	2.84	0.006182	3.88	0.002717
0.78	0.027634	1.82	0.015741	2.86	0.006073	3.90	0.002683
0.80	0.027559	1.84	0.015496	2.88	0.00596	3.92	0.002653
0.82	0.02707	1.86	0.015209	2.90	0.005847	3.94	0.002624
0.84	0.026585	1.88	0.014896	2.92	0.005734	3.96	0.002596
0.86	0.026223	1.90	0.014585	2.94	0.005621	3.98	0.002569
0.88	0.02618	1.92	0.014265	2.96	0.00552		
0.9	0.02595	1.94	0.013939	2.98	0.005418		
0.92	0.026275	1.96	0.013615	3.00	0.005314		
0.94	0.026882	1.98	0.01329	3.02	0.005214		
0.96	0.027389	2.00	0.012986	3.04	0.005112		
0.98	0.027719	2.02	0.012679	3.06	0.005009		
1.00	0.027928	2.04	0.012374	3.08	0.00491		
1.02	0.028282	2.06	0.012069	3.10	0.004812		

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : DPSH

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla Certificato	Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : DPSH

MASSA BATTENTE	M = 63,50 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
MASSA SISTEMA BATTUTA	Ms = 30,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,50 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,0000 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
MASSA ASTE PER METRO	Ma = 8,00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,20$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(20) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 20 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
RENDIMENTO SPECIFICO x COLPOQ	= (MH)/(A δ) = 11,91 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7,83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO RENDIMENTO	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,521$ (teoricamente : Nspt = $\beta_t N$)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
 e = infissione per colpo = δ / N

M = massa battente (altezza caduta H)
 P = massa totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa \approx 0,1 MPa
 1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
 1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
 1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente : B.P.Z. srl Immobiliare
- lavoro : Capannone
- località : Liscate (MI), Via Marconi
- sperimentatore :

- data prova : 15/09/2017
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- note : Prescavo ca. 50 cm

- pagina n°:

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	----	----	1	3,00 - 3,20	13	78,3	4
0,20 - 0,40	----	----	1	3,20 - 3,40	11	66,3	4
0,40 - 0,60	4	29,8	1	3,40 - 3,60	9	54,2	4
0,60 - 0,80	4	29,8	1	3,60 - 3,80	11	66,3	4
0,80 - 1,00	4	27,6	2	3,80 - 4,00	10	56,6	5
1,00 - 1,20	3	20,7	2	4,00 - 4,20	9	51,0	5
1,20 - 1,40	3	20,7	2	4,20 - 4,40	11	62,3	5
1,40 - 1,60	3	20,7	2	4,40 - 4,60	2	11,3	5
1,60 - 1,80	3	20,7	2	4,60 - 4,80	18	101,9	5
1,80 - 2,00	5	32,2	3	4,80 - 5,00	19	101,5	6
2,00 - 2,20	3	19,3	3	5,00 - 5,20	20	106,9	6
2,20 - 2,40	4	25,7	3	5,20 - 5,40	23	122,9	6
2,40 - 2,60	6	38,6	3	5,40 - 5,60	22	117,5	6
2,60 - 2,80	7	45,0	3	5,60 - 5,80	16	85,5	6
2,80 - 3,00	7	42,2	4	5,80 - 6,00	50	252,9	7

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH**

- M (massa battente)= **63,50** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,0000** cm² - D(diam. punta)= **50,50** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 2

- committente : B.P.Z. srl Immobiliare
- lavoro : Capannone
- località : Liscate (MI), Via Marconi
- sperimentatore :

- data prova : 15/09/2017
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- note : Prescavo ca. 100 cm

- pagina n°:

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,20	----	----	1	3,00 - 3,20	20	120,5	4
0,20 - 0,40	----	----	1	3,20 - 3,40	17	102,4	4
0,40 - 0,60	----	----	1	3,40 - 3,60	10	60,2	4
0,60 - 0,80	----	----	1	3,60 - 3,80	7	42,2	4
0,80 - 1,00	----	----	2	3,80 - 4,00	23	130,3	5
1,00 - 1,20	4	27,6	2	4,00 - 4,20	26	147,2	5
1,20 - 1,40	4	27,6	2	4,20 - 4,40	43	243,5	5
1,40 - 1,60	5	34,5	2	4,40 - 4,60	24	135,9	5
1,60 - 1,80	4	27,6	2	4,60 - 4,80	16	90,6	5
1,80 - 2,00	3	19,3	3	4,80 - 5,00	25	133,6	6
2,00 - 2,20	2	12,9	3	5,00 - 5,20	23	122,9	6
2,20 - 2,40	20	128,7	3	5,20 - 5,40	26	138,9	6
2,40 - 2,60	19	122,3	3	5,40 - 5,60	25	133,6	6
2,60 - 2,80	19	122,3	3	5,60 - 5,80	22	117,5	6
2,80 - 3,00	21	126,5	4	5,80 - 6,00	19	96,1	7

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH**

- M (massa battente)= **63,50** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,0000** cm² - D(diam. punta)= **50,50** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**20**) [δ = 20 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 50

- committente : B.P.Z. srl Immobiliare
 - lavoro : Capannone
 - località : Liscate (MI), Via Marconi
 - sperimentatore :

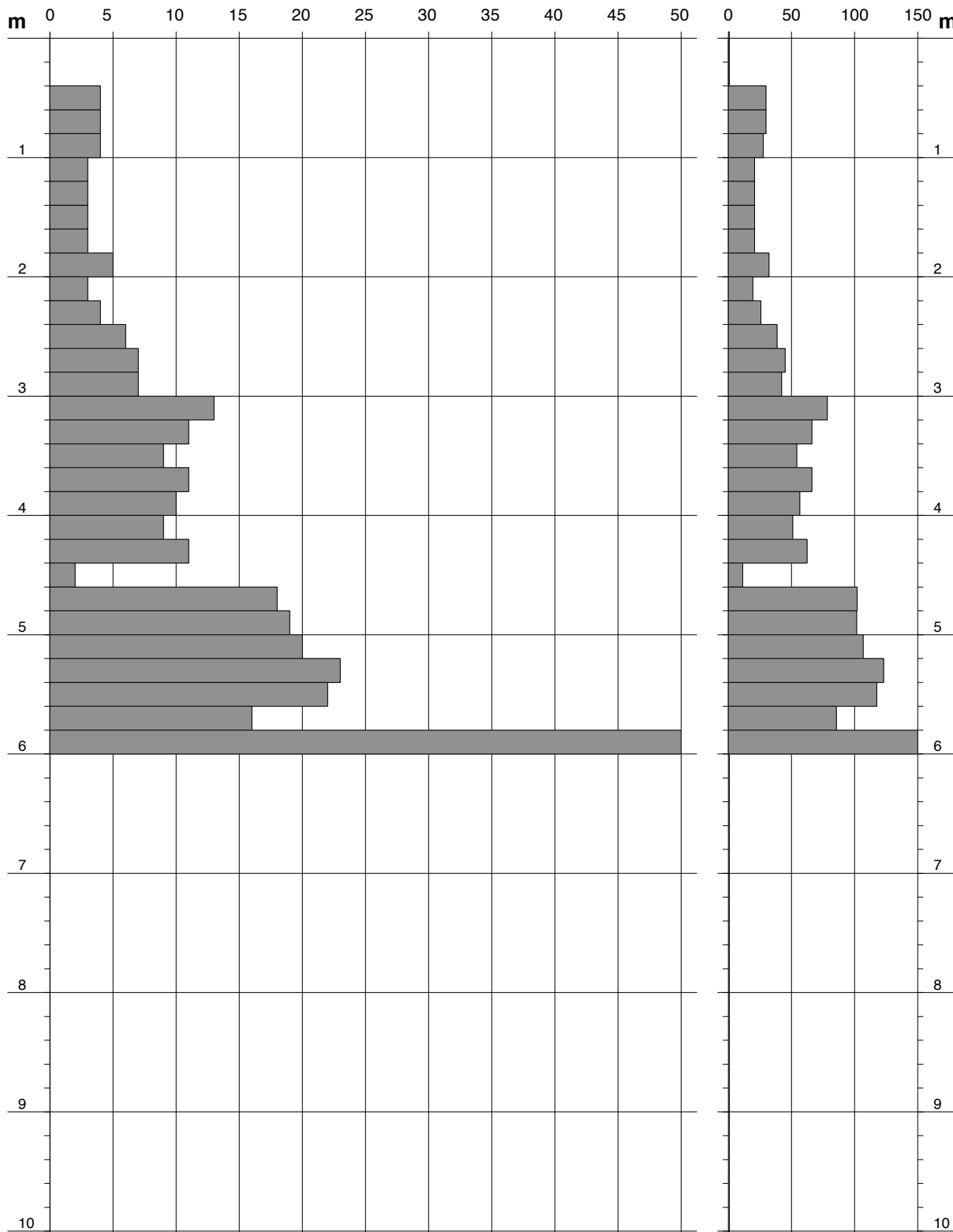
- data prova : 15/09/2017
 - quota inizio : piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata

- note : Prescavo ca. 50 cm

- pagina n°:

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 20,00$ cm

Rpd (kg/cm²)



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 50

- committente : B.P.Z. srl Immobiliare
 - lavoro : Capannone
 - località : Liscate (MI), Via Marconi
 - sperimentatore :

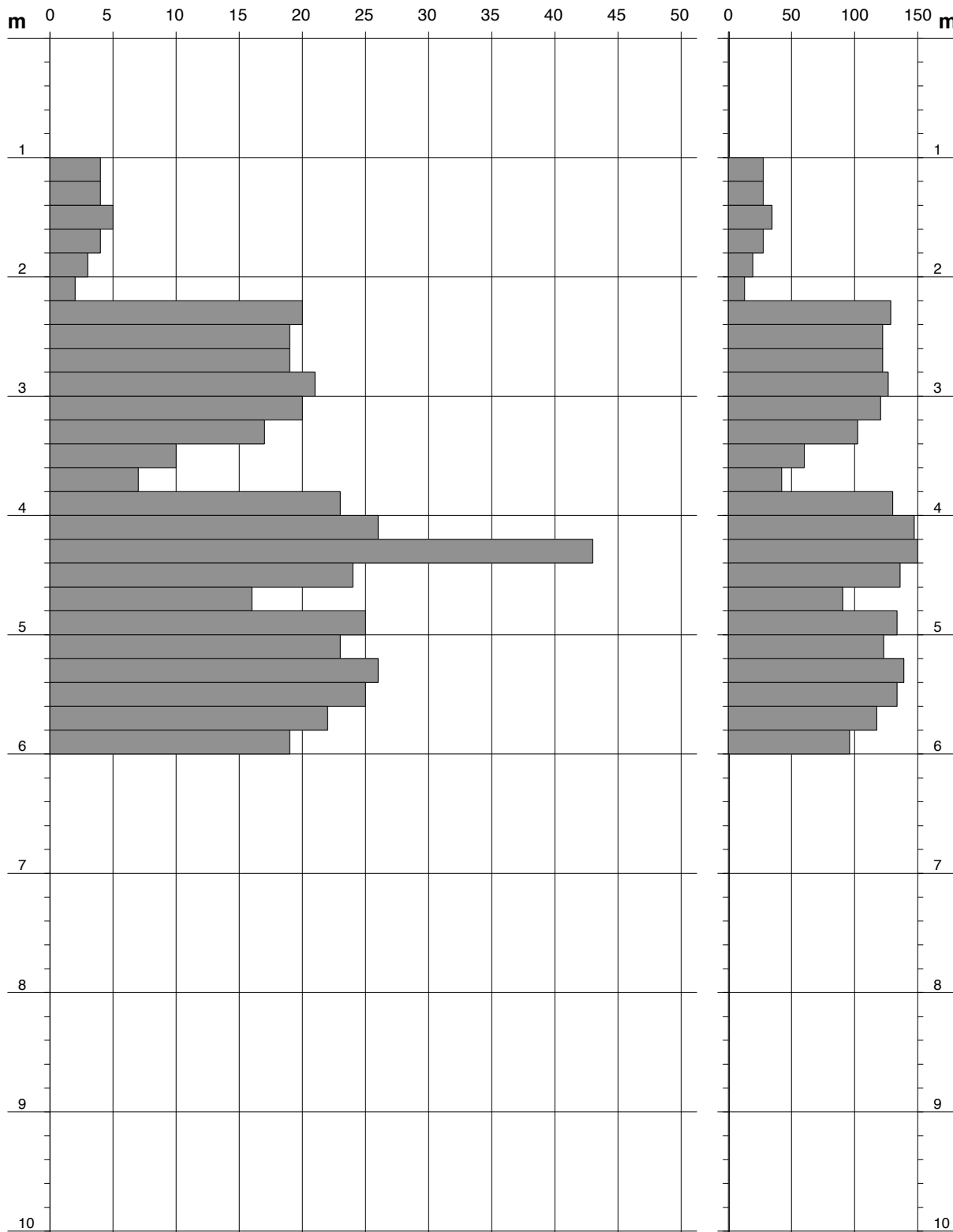
- data prova : 15/09/2017
 - quota inizio : piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata

- note : Prescavo ca. 100 cm

- pagina n°:

N = N(20) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 20,00$ cm

Rpd (kg/cm²)



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

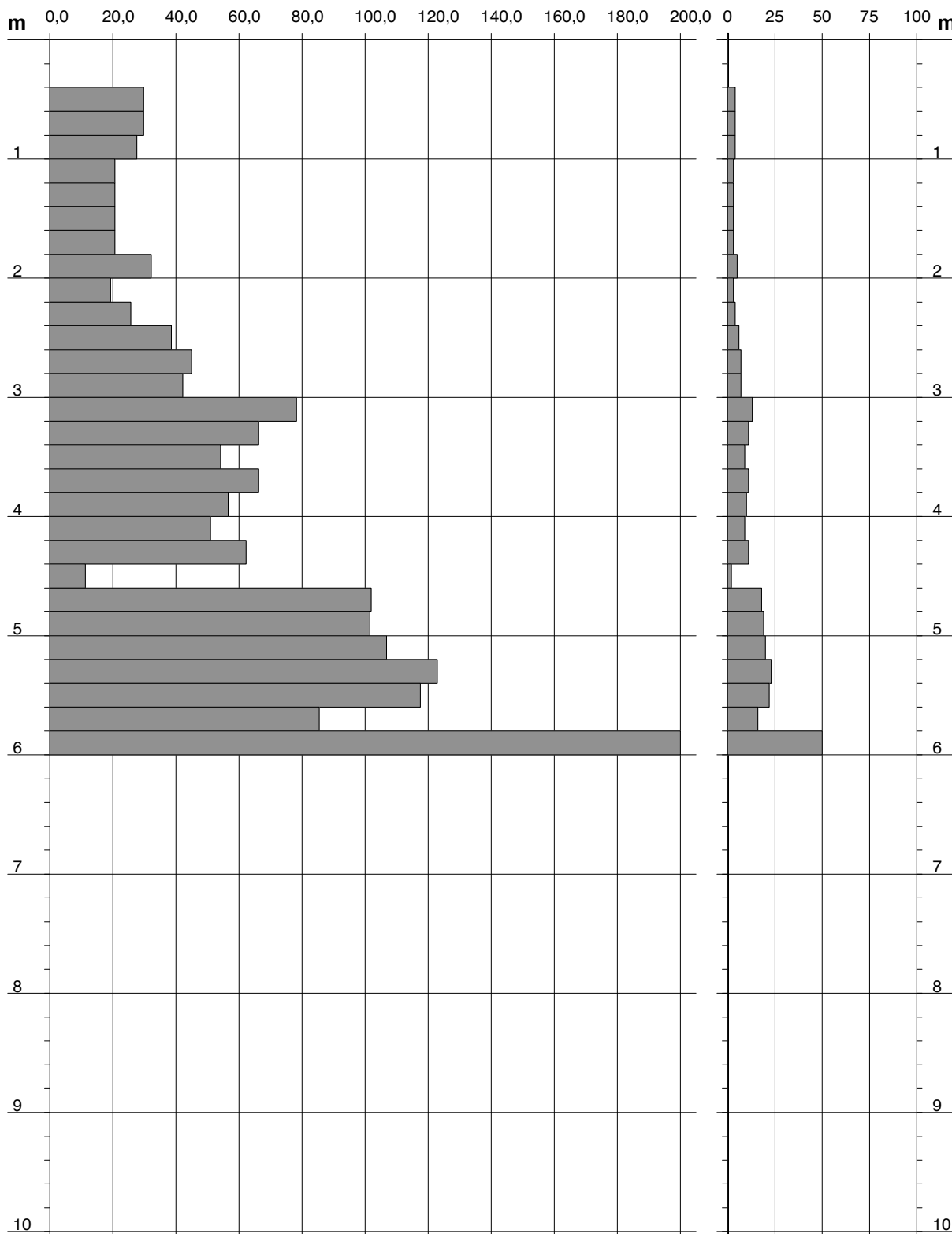
DIN 1
 Scala 1: 50

- committente : B.P.Z. srl Immobiliare
 - lavoro : Capannone
 - località : Liscate (MI), Via Marconi
 - sperimentatore :

- data prova : 15/09/2017
 - quota inizio : piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata

- pagina n°:

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" N = N(20) n° colpi $\delta = 20,00$ cm



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

DIN 2
Scala 1: 50

- committente : B.P.Z. srl Immobiliare
- lavoro : Capannone
- località : Liscate (MI), Via Marconi
- sperimentatore :

- data prova : 15/09/2017
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata

- pagina n°:

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" N = N(20) n° colpi $\delta = 20,00$ cm

